

2019 年度修士論文

耐震補強途中に地震被害を受けた鉄筋コンクリート建物の
非剛床モデルによる地震時挙動の検証

指導教員 北山和宏

首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域

北山研究室

18852531 田中宏一

耐震補強途中に地震被害を受けた鉄筋コンクリート建物の
非剛床モデルによる地震時挙動の検証

—目次—

第1章 序章

1.1	研究背景・目的	1-2
-----	---------	-----

第2章 建物概要

2.1	敷地概要	2-2
2.2	対象建物の概要	2-4

第3章 被害状況

3.1	損傷状況	3-2
3.2	耐震性能残存率	3-8

第4章 解析概要

4.1	建物のモデル化	4-2
4.2	スラブをブレース置換する際の手順	4-19
4.3	入力地震動	4-21

第5章 地震応答解析

5.1	地震応答解析の計算条件	5-2
5.2	既往研究の詳細	5-3
5.3	地震応答解析結果	5-4

第 1 章 序章

1.1 研究背景・目的 1-2

1.1 研究背景・目的

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震は原子力発電所を中心に津波による被害の甚大さが印象深い、一方で地震動による被害も各地で確認されている。栃木県那須町に位置する K 小学校も東北地方太平洋沖地震によって被災した建物であり、当該校舎は二期に分けた耐震補強工事の一期工事完了後に被災した。2010 年から 2011 年の 2 年に渡って計画された工事で、一度目の工事では東西に伸びた校舎の東側に連層鉄骨ブレースなどの耐震補強を施した。二度目の工事で西側を補強する予定であったがその前に東北地方太平洋沖地震により被災した。被害状況の調査によると建物全体の被災度区分は中破と判定されたが、被害は主に建物の第二期工事实施予定箇所（以下、未補強部と呼ぶ）に集中しており第一期工事箇所（以下、補強部と呼ぶ）での被害は軽微であった。本来、水平せん断力は剛性の高さに比例して分配されることから対象校舎の被害も剛性の高い補強部側が負担すると考えられるが、実被害では未補強部側に被害が集中する結果となった。

これまでの研究¹⁾²⁾³⁾⁴⁾により建物の剛床モデル及びスラブを弾性の等価剛性を与えた平面要素に置いた非剛床モデルの立体骨組解析と考察が行われており、概ね実被害の破壊性状を追える結果が求められている。そして、スラブの面内剛性と梁の軸変形を考慮した非剛床モデルでは被害が未補強部に集まる傾向が見られた。しかし、前述の解析モデルでは節点の水平変位の差の不適当さやブレース脇の柱のせん断力が大きすぎる点などいくつかの問題を抱えていた。

そのため本研究ではスラブを、ひび割れ後の剛性低下を再現できるブレースに置換し解析を行い、より精細に建物をモデル化することで被害の原因を究明することを目的とする。

既往研究

- 1) 若林理紗，星野和也，北山和宏：耐震補強途中で東北太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能，日本建築学会大会学術梗概集，pp497-498，2016.8
- 2) 扇谷厚志：耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震時挙動の検証，平成 30 年度首都大学東京大学院修士論文
- 3) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 1 桁行方向に水平 1 方向地震動を入力した地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.727-728，2018.9
- 4) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 2，その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 169-172，2019.9

第 2 章 建物概要

2.1 敷地概要 2-2

2.2 建物概要 2-4

2.1 敷地概要

対象となる建物は栃木県那須町に位置する小学校校舎で、解析を行う教室棟は 1974 年に竣工した塔屋付き地上 3 階建ての鉄筋コンクリート造建物である。南側立面全景を写真 2.1-1 に示す。基礎は杭基礎である。杭長は不明だが、近隣のボーリング柱状図より N 値が 50 を超えるのは地下約 26m であるため、杭長は 26m 程度であると予想される。図 2.1-1 に対象校舎の敷地内配置図を示す。解析を行う A 棟は東西に長い平面形状をしており、南側に位置する B 棟とは間隔 50mm の Exp.J を介して接続されている。

解析に用いる地震動は対象建物の敷地に隣接する那須町役場の敷地で気象庁が観測したものを使用するため、その位置関係を示すために図 2.1-2 にグーグルマップより引用した敷地の周辺地図を載せる。



写真 2.1-1 南側立面全景



図 2.1-1 敷地内配置図



図 2.1-2 敷地周辺地図

2.2 建物概要

対象建物は 2010 年に建物東側 14～25 通りに第一期耐震補強工事が行われ、その後建物西側 1～14 通りに第二期耐震補強工事を予定していたが実施される前に東北地方太平洋沖地震により被災した。2010 年の第一期工事では、桁行方向は連層の鉄骨ブレースが設置され、梁間方向は 1、2 階に RC 袖壁の新設、開口閉塞、壁増し打ちによる補強が行われた。表 2.2-1 に補強内容を示す。

図 2.2-1 に各階の伏図、図 2.2-2 に桁行方向の軸組図、図 2.2-3 梁間方向の軸組図を示す。桁行方向 24 スパン、梁間方向最大 3 スパンで構造階高は 1 階：5050mm、2 階：4225mm、3 階：4175mm である。

表 2.2-2 に柱断面リストを示す。

表 2.2-3～2.2-5 に各階の梁断面、基礎梁断面、小梁断面を示す。スラブに関する詳細な図面がないが梁は梁上端にスラブが取り付く T 型梁であると推測される。スラブ厚については記載があり、階段室で 210mm、それ以外の箇所では 120mm である。ブレース置換のためにスラブの耐力を算出する際に用いたスラブの配筋は同時期に竣工された校舎での配筋を参考にした¹⁾。縦筋横筋ともに D10 の異形鉄筋が 200mm スパンで入っている。

表 2.2-6 に壁の断面リストを示す。

図 2.2-4 にフーチング詳細図を示す。フーチングの寸法は 2000mm×1000mm、2000mm×2000mm および 900mm×900mm である。対象建物の基礎については杭が PC 杭であること以外わかっていないため、竣工当時の JIS 規格(JIS A5310)²⁾³⁾とフーチング詳細図より杭径を 350φ、肉厚 65mm とした。また、コンクリートのヤング係数は 39.2kN/mm²であると仮定した。杭長は先述したように 26m としている。

表 2.2-7 に建物のコア抜きによるコンクリート圧縮強度の試験結果を示す⁴⁾。コンクリートコアは各階 3 箇所から採取し、各階のコンクリート圧縮強度の推定値は参考文献 5 の推定式を用いて算出された。その結果、1 階で 17.3 N/mm²、2 階で 23 N/mm²、3 階で 31.5 N/mm²となった。なお、袖壁の新設や壁の増し打ち、開口閉塞に使用されたコンクリートについては 21N/mm²とした。

また、鉄筋の材種は柱と梁の主筋が SD295、あばら筋、帯筋、スラブ筋、壁筋が SR235 であり、鉄筋の降伏強度は文献 4 に準じて、SD295 の場合は 343 N/mm²、SR235 の場合は 294 N/mm²とした。鉄骨ブレースについて、断面形状は H-200×200×8×12 であり、基準強度は 258.5 N/mm² (SN400) となっている。

表 2.2-1 補強計画

区分	袖壁増設	枠付き 鉄骨ブ レース	開口閉塞	壁増打ち 補強	スリット	柱補強	Exp.J 拡幅
I 期	4	12	3	2	—	—	—
II 期	4	13	—	—	1	1	1
合計	8	25	3	2	1	1	1

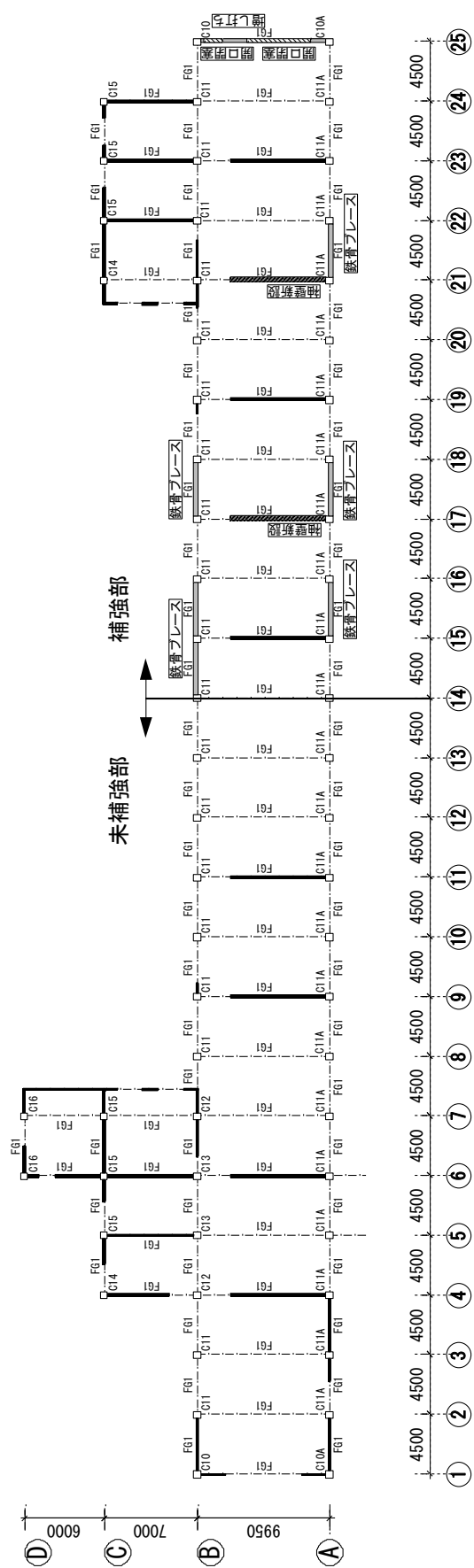


図 2.2-1(a) 1階伏図

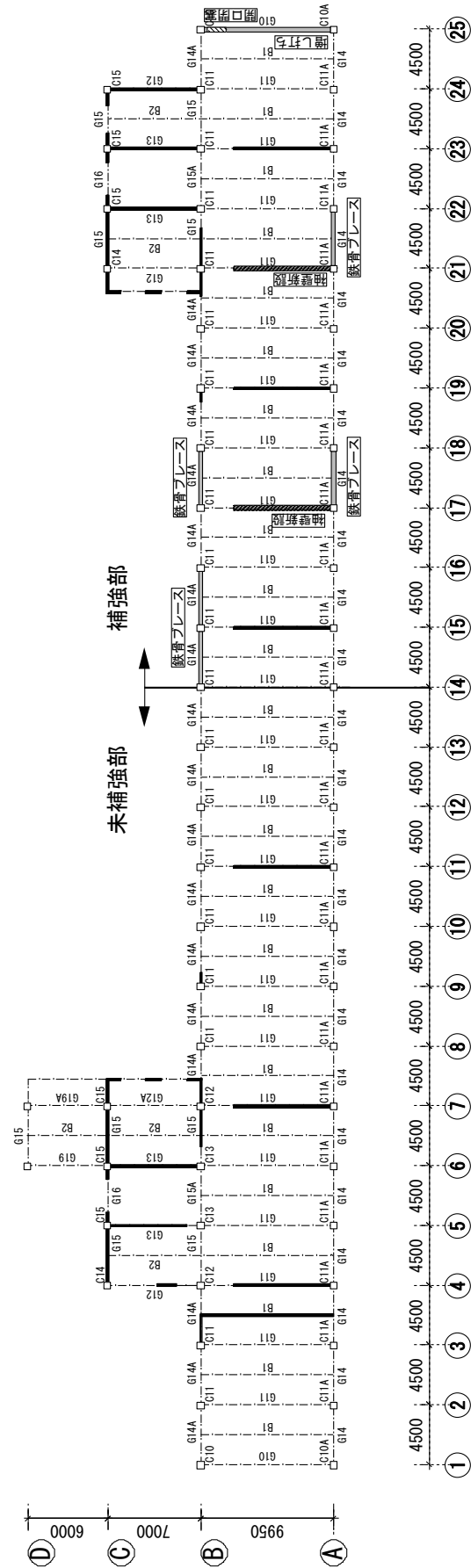


図 2.2-1(b) 2階伏図

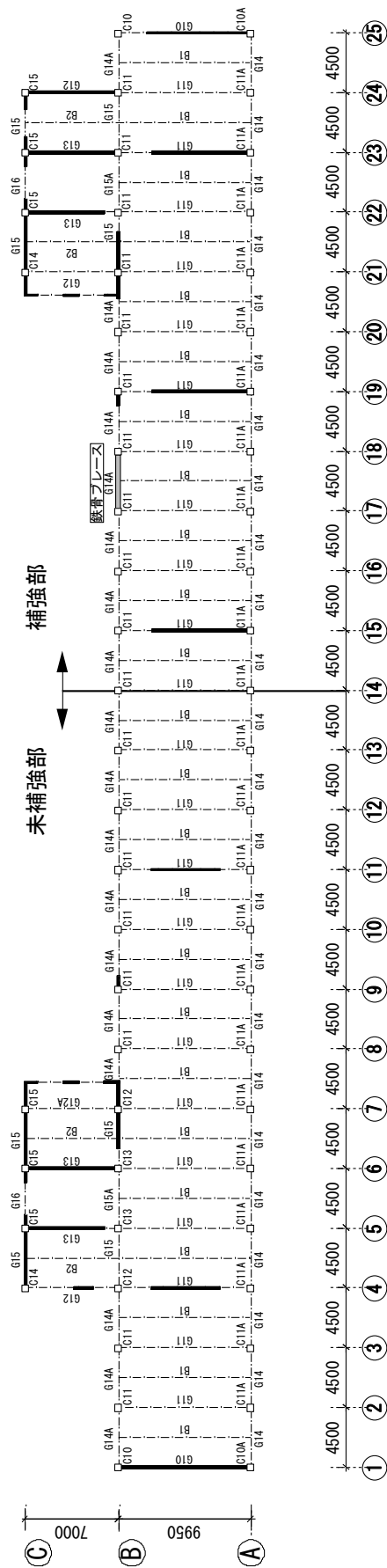


図 2.2-1(c) 3 階伏図

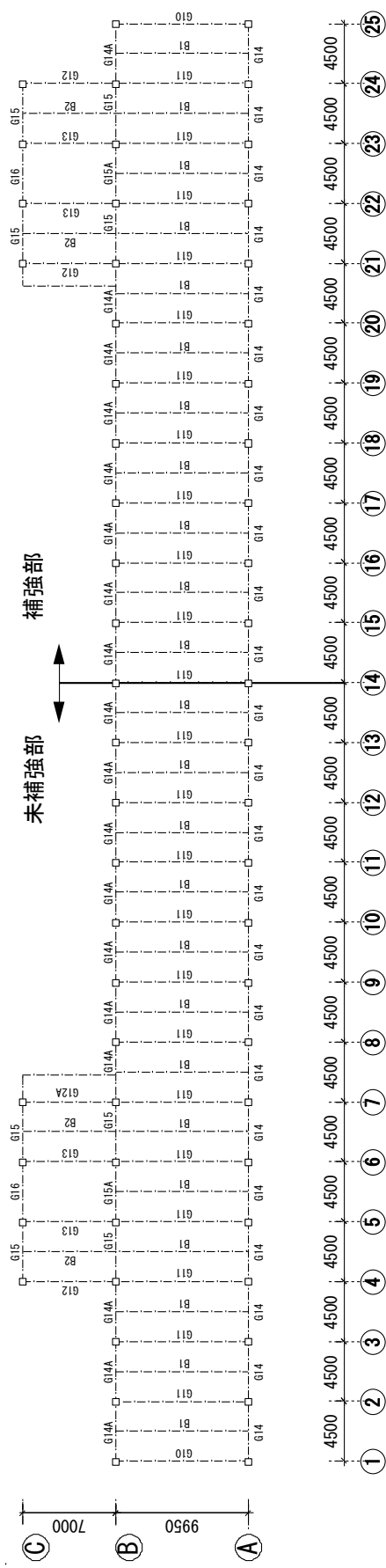


図 2.2-1(d) R 階伏図

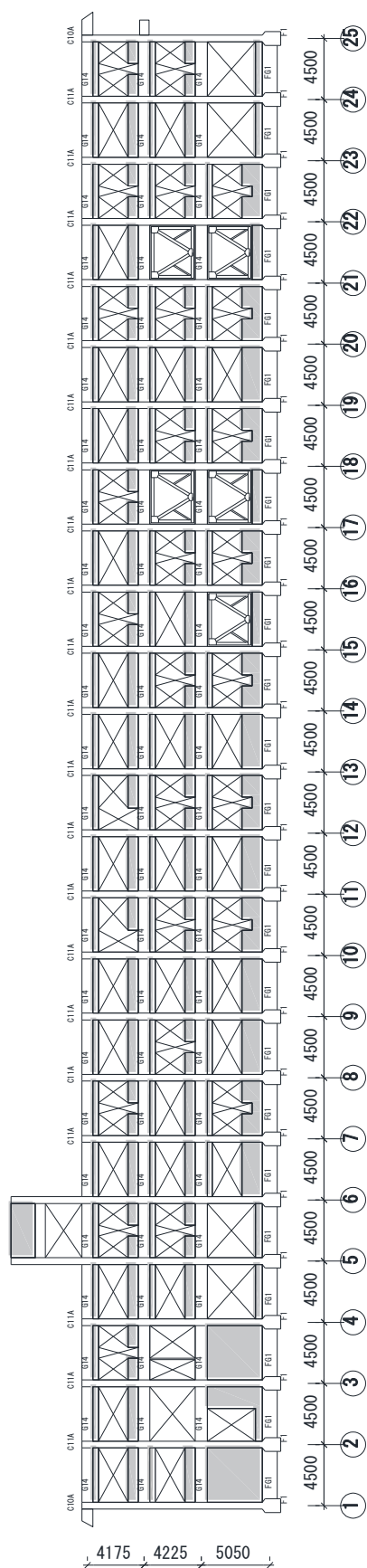


図 2.2-2(a) A通り軸組図

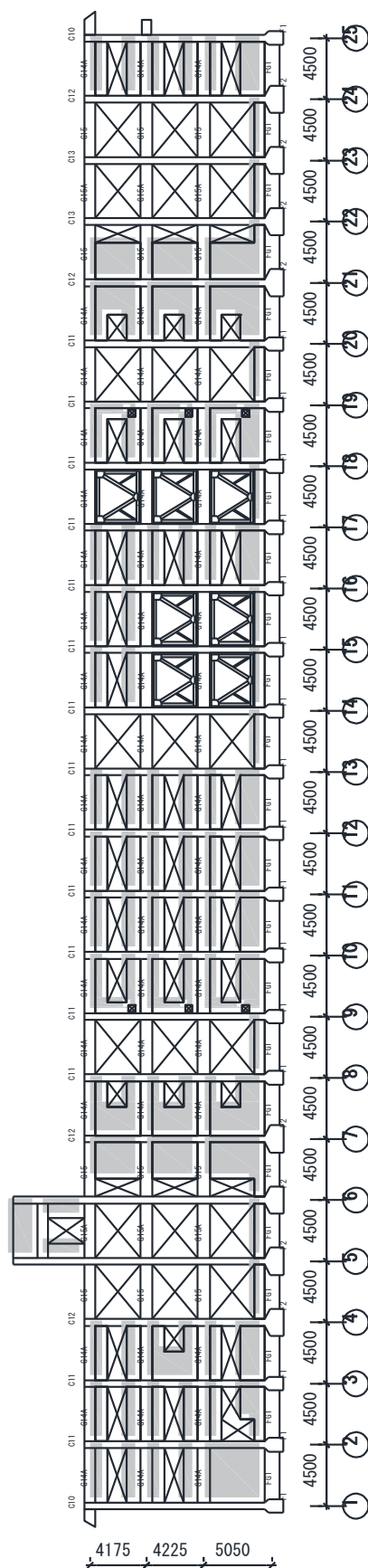


図 2.2-2(b) B通り軸組図

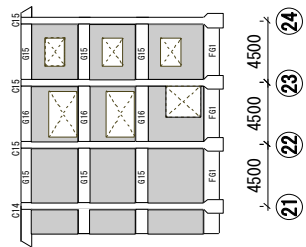


図 2.2-2(c) C 通り軸組図

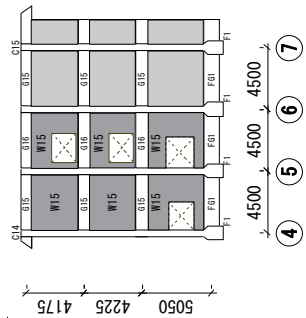
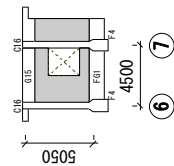


図 2.2-2(d) D 通り軸組図



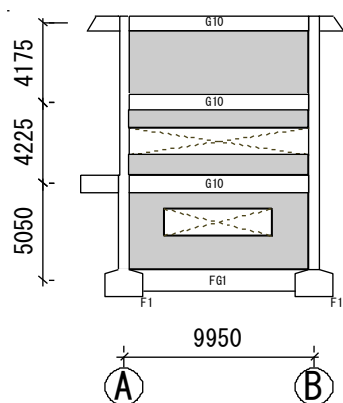


図 2.2-3(a) 1 通り軸組図

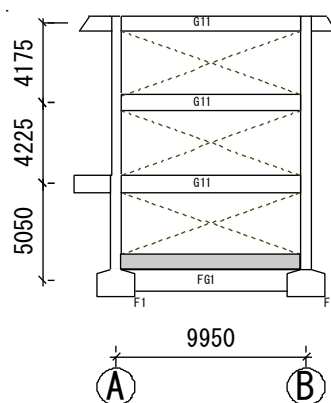


図 2.2-3(b) 2 通り軸組図

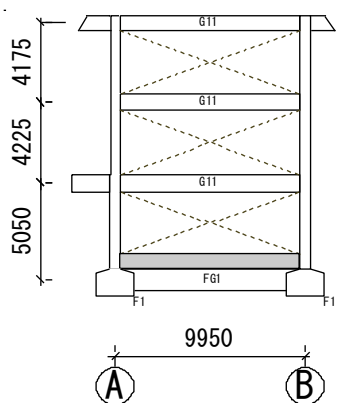


図 2.2-3(c) 3 通り軸組図

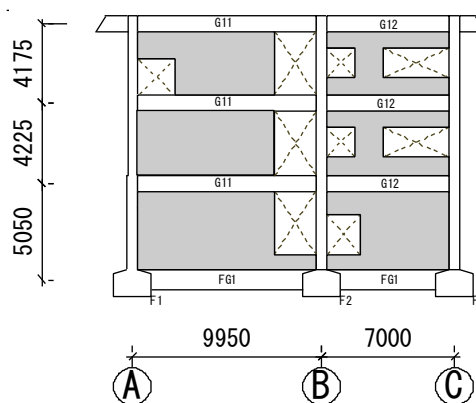


図 2.2-3(d) 4 通り軸組図

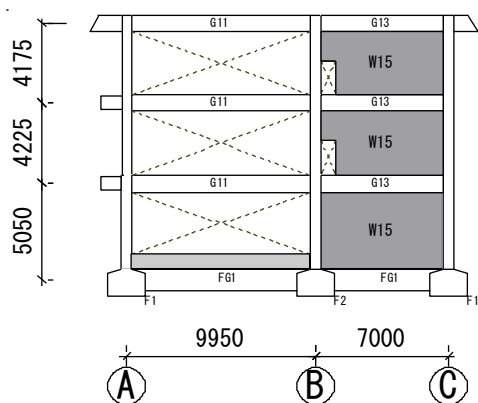


図 2.2-3(e) 5 通り軸組図

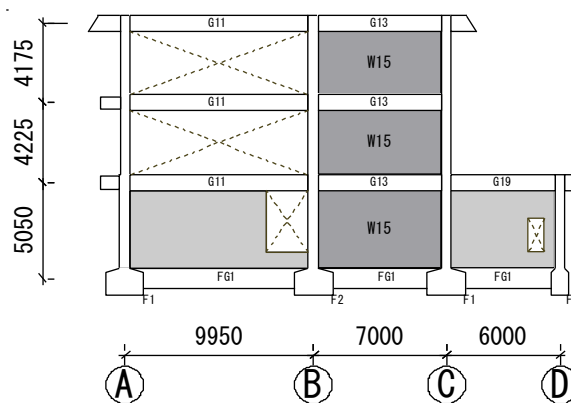


図 2.2-3(f) 6 通り軸組図

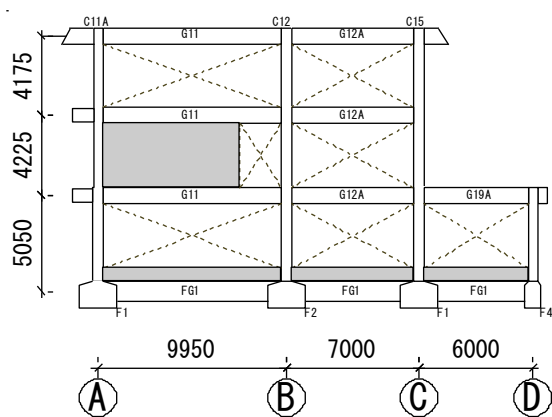


図 2.2-3(g) 7 通り軸組図

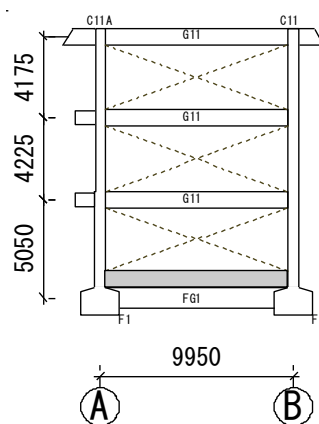


図 2.2-3(h) 8 通り軸組図

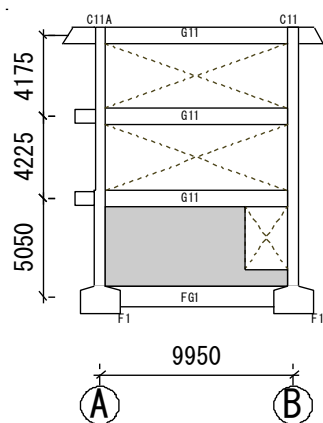


図 2.2-3(i) 9 通り軸組図

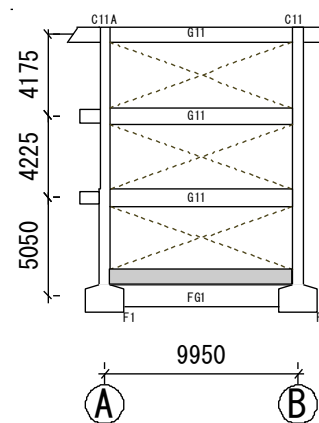


図 2.2-3(j) 10 通り軸組図

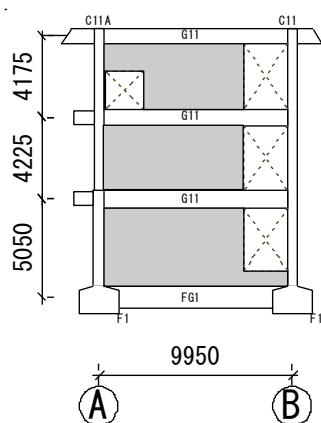


図 2.2-3(k) 11 通り軸組図

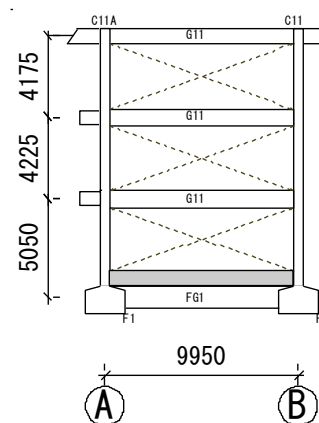


図 2.2-3(l) 12 通り軸組図

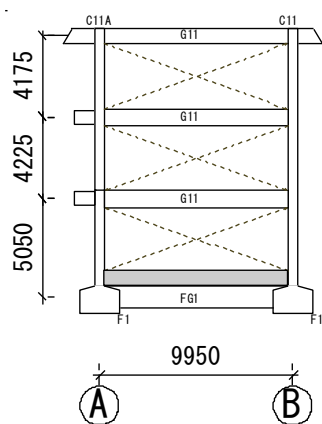


図 2.2-3(m) 13 通り軸組図

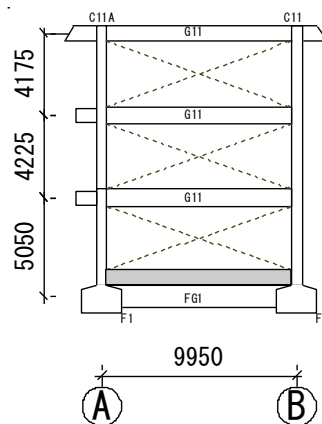


図 2.2-3(n) 14 通り軸組図

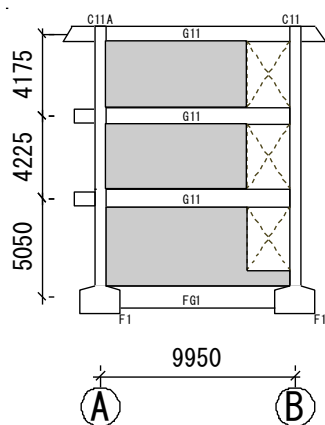


図 2.2-3(o) 15 通り軸組図

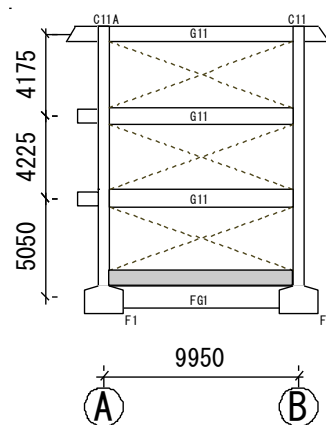


図 2.2-3(p) 16 通り軸組図

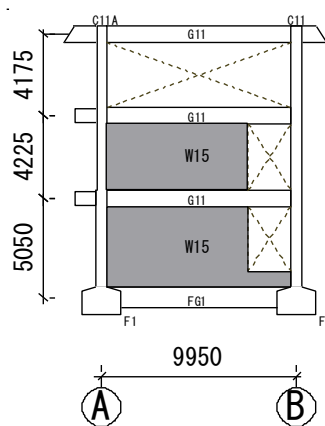


図 2.2-3(q) 17 通り軸組図

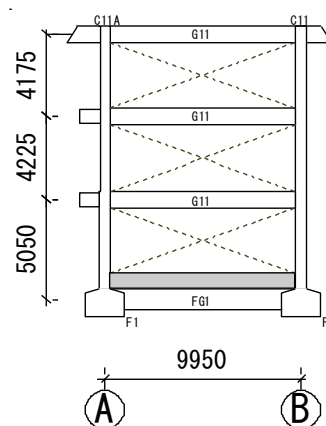


図 2.2-3(r) 18 通り軸組図

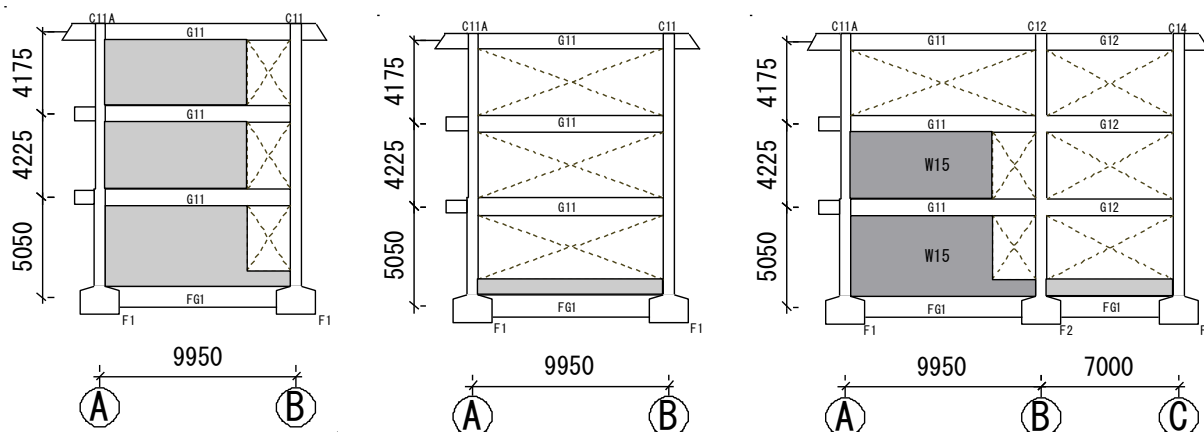


図 2.2-3(s) 19 通り軸組図

図 2.2-3(t) 20 通り軸組図

図 2.2-3(u) 21 通り軸組図

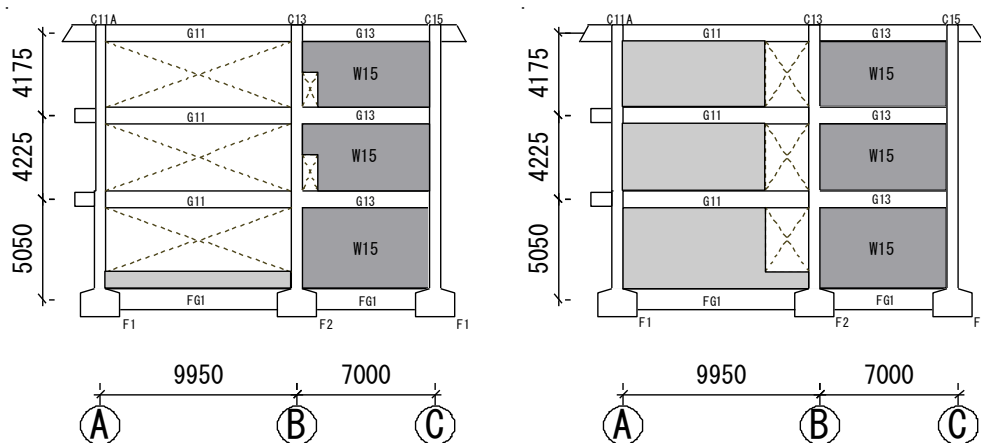


図 2.2-3(v) 22 通り軸組図

図 2.2-3(w) 23 通り軸組図

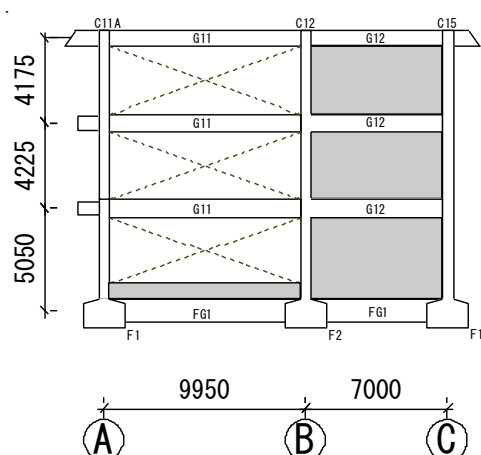


図 2.2-3(x) 24 通り軸組図

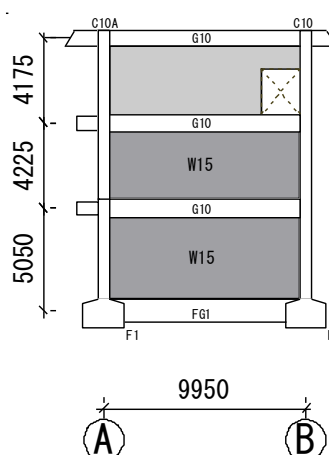


図 2.2-3(y) 25 通り軸組図

表 2.2-2 柱断面リスト

特記外 H00P9φ@150(柱頭・柱脚9φ@75)


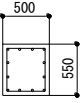
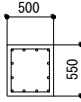

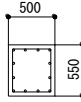

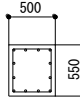
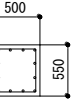
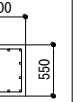
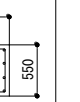
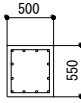

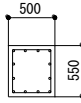

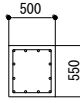
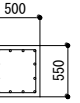
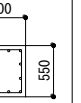
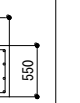
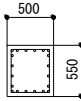
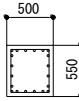
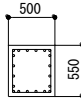
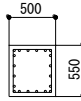
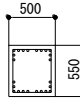
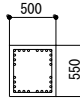
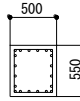
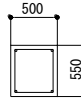



符号	C10	C10A	C11	C11A	C12	C13	C14	C15	C16	C20	C21
断面						500x500		500x550			
PH階											
主筋						12-D22		12-D22			
H00P											
断面	500x550	500x500	500x550	500x500	500x550	500x550	500x550	500x550			
3階											
主筋	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22			
H00P											
断面	500x550	500x500	500x550	500x500	500x550	500x550	500x550	500x550			
2階											
主筋	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22	12-D22			
H00P											
断面	500x550	500x550	500x550	500x550	500x550	500x550	500x550	500x550	500x500	350x350	350x350
1階											
主筋	20-D22	20-D22	20-D22	20-D22	26-D22	28-D22	20-D22	22-D22	12-D22	10-D19	12-D19
H00P									9φ@75		

表 2.2-3 梁断面リスト

特記なき場合は ST端部:9φ-@100中央9φ-@200、巾止筋:9φ-@1000、腹筋:2-9φ

符号	G10			G11			G12			G13			G14			G14A			G15			G16		
BxD	300x800			300x800			300x800			300x800			300x800			300x800			300x800			300x800		
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
R階																								
上端筋	3-D22	2-D22	3-D22	4-D22	3-D22	4-D22	3-D22	2-D22	4-D22	3-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	3-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	3-D22	2-D22	4-D22
下端筋	2-D22	3-D22	2-D22	2-D22	4-D22	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
BxD	300x850			300x850			300x850			300x850			300x850			300x850			300x850			300x850		
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
3階																								
上端筋	4-D22	2-D22	4-D22	5-D22	2-D22	5-D22	4-D22	2-D22	4-D22	5-D22	4-D22	2-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22
下端筋	2-D22	3-D22	2-D22	3-D22	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
BxD	350x900			350x900			350x900			350x900			350x900			350x900			350x900			350x900		
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
2階																								
上端筋	6-D22	2-D22	6-D22	7-D22	2-D22	7-D22	4-D22	2-D22	4-D22	7-D22	2-D22	6-D22	5-D22	2-D22	5-D22	4-D22	2-D22	5-D22	5-D22	2-D22	5-D22	4-D22	2-D22	5-D22
下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	4-D22	4-D22	4-D22	2-D22	2-D22	2-D22	4-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	2-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	2-D22	3-D22	3-D22
符号	G17			G18			G19			G19A			G20			G21								
BxD	350x900			350x900			350x900			350x900			350x900			350x900								
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端						
2階																								
上端筋	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22	4-D22	2-D22	4-D22						
下端筋	2-D22	3-D22	2-D22	3-D22	4-D22	3-D22	2-D22	3-D22	2-D22	3-D22	4-D22	3-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22						

表 2.2-4 基礎梁断面リスト

特記外 腹筋 4-9φ

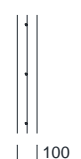

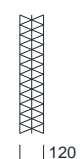
符号	FG1			FG2	
BxD	350x1100			350x1100	
位置	外端	中央	内端	端部	中央・内端
PHR階					
上端筋	5-D22	3-D22	4-D22	3-D22	2-D22
下端筋	5-D22	3-D22	4-D22	3-D22	2-D22
STP	9φ@200	9φ@200	9φ@200	9φ@200	9φ@200

表 2.2-5 小梁断面リスト

特記なき場合は ST端部:9φ-@100 中央:9φ-@200
巾止筋:9φ-@1000、腹筋:2-9φ

符号	B1		B2			
BxD	300x750		300x700			
位置	端部	中央	外端	中央	内端	
R階						
上端筋	4-D22	2-D22	3-D22	2-D22	4-D22	
下端筋	3-D22	3-D22	2-D22	3-D22	2-D22	
BxD	300x800		300x700		300x500	
位置	端部	中央	外端	中央	内端	端部
3階						
上端筋	4-D22	2-D22	3-D22	2-D22	4-D22	2-D22
下端筋	3-D22	3-D22	2-D22	3-D22	2-D22	3-D22
BxD	300x800		300x700		300x500	
位置	端部	中央	外端	中央	内端	端部
2階						
上端筋	4-D22	2-D22	3-D22	2-D22	4-D22	2-D22
下端筋	3-D22	3-D22	2-D22	3-D22	2-D22	3-D22

表 2.2-6 壁断面リスト

符号	W10	W15	CB
断面			
縦筋	9φ-@200	9φ13φ-@200ダブル	9φ-@800
横筋	9φ-@250	9φ13φ-@200ダブル	9φ-@600

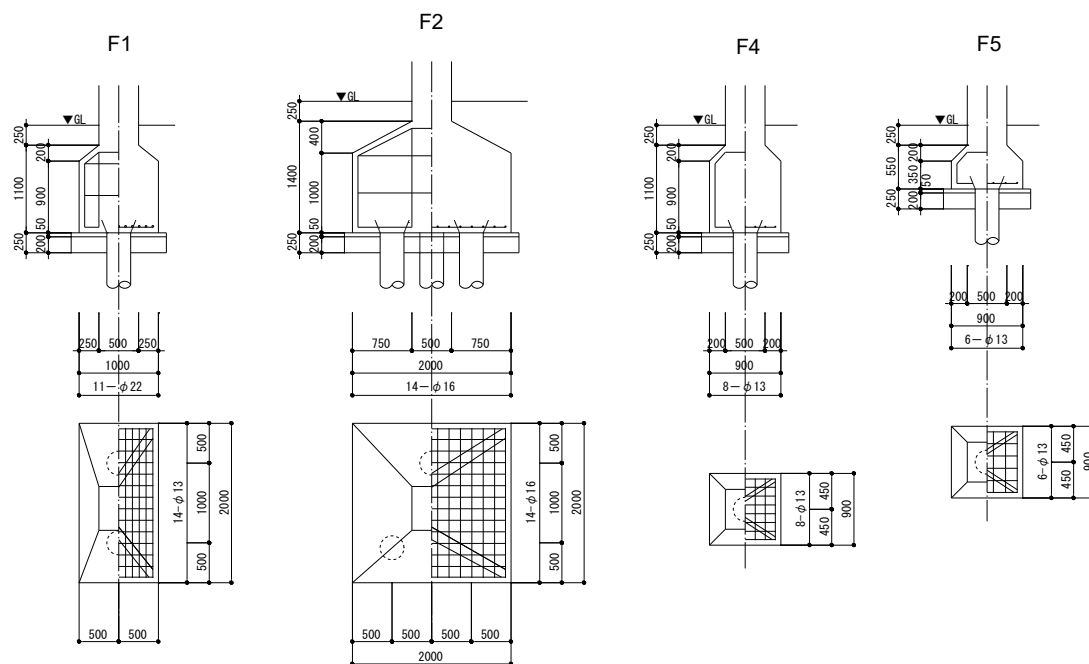


図 2.2-4 フーチング詳細図

表 2.2-7 コンクリートコア圧縮強度試験結果

階	コア圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	推定強度 (N/mm ²)
3	35.8	32.88	2.62	31.5
	32.2			
	30.7			
2	22.3	24.74	3.35	23
	28.6			
	23.5			
1	14.5	19.64	4.64	17.3
	23.4			
	21.2			

参考文献

- 1) 岩田 歩, 北山和宏:耐震補強された鉄筋コンクリート建物の建物-杭-地盤連成系による地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.167-168, 2019.9
- 2) 日本建築学会:建築基礎構造設計規準・同解説, 1974
- 3) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書(Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編)・同解説, 1980
- 4) 株式会社ジャパンアセスメントオフィス:K 小学校教室棟耐震診断関連業務委託報告書, 2011.5
- 5) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 2001

第 3 章 被害概要

3.1 損傷状況 3-2

3.2 耐震性能残存率 3-8

3.1 損傷状況

株式会社ジャパンアセスメントオフィスにより 2011 年 3 月 25 日に実施された被害調査¹⁾による各階の伏図及び損傷状況を図 3.1-1～3.1-3 に、桁行方向の軸組図及び損傷状況を図 3.1-4～3.1-7 に示す。図中に記載の被災度区分²⁾I～Vの説明については表 3.1-1 に示す。なお、被害調査については主に柱や壁で行われており、スラブについての被害はまとめられていない。また、図中の損傷度Ⅲ以上のものに関しては赤色で記載している。

被害は北側 B 通り 1 階の未補強部に集中しており、柱と壁に損傷度Ⅲ～Ⅳのせん断ひび割れ・せん断破壊が生じている。写真 3.1-1～3.1-3 は 1 階の損傷度Ⅳと診断された 10、11、12 通りの柱で、幅 2mm を超える大きなひび割れが多数発生している。これらの柱は両側に腰壁・垂れ壁が付帯しており、柱の内法高さが小さくなったことがせん断破壊につながったと考えられる。その他の柱の被害については、2 階で未補強部の柱が 2 本損傷度Ⅲのせん断ひび割れが生じている以外は 3 階も合わせて損傷度はⅠ～Ⅱであった。梁間方向の被害は小さく、損傷度Ⅰ～Ⅱ程度であった。

対象としている教室棟と南側の別棟をつなぐ Exp.J 部分の損傷が見られた。写真 3.1-4～3.1-5 にその様子を示す。問題となる Exp.J は間隔が 50mm で、必要な間隔が確保されていなかった。また、教室棟のポーチ柱と別棟の付け柱には柱が接続しており、実質的には両棟は繋がっていたため Exp.J としての機能を満たさず破壊したと思われる。なお、予定していた第二期耐震補強工事で Exp.J の拡幅が行われる予定であった。

表 3.1-1 損傷度の判定基準

損傷度	損傷状況
0	無被害
Ⅰ	近寄らないと見えにくい程のひび割れ(ひび割れ幅0.2mm以下)
Ⅱ	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ(ひび割れ幅0.2mm～1.0mm程度)
Ⅲ	比較的大きな幅割れが生じているが、コンクリートの剥落は、極わずかである。(ひび割れ幅1mm～2mm)
Ⅳ	大きなひび割れ(2mmを超える)が多数生じ、コンクリートの剥落も激しく、鉄筋がかなり露出している。
Ⅴ	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ち、一見して柱(耐力壁)に高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特色。鉄筋の破断が生じている場合もある。

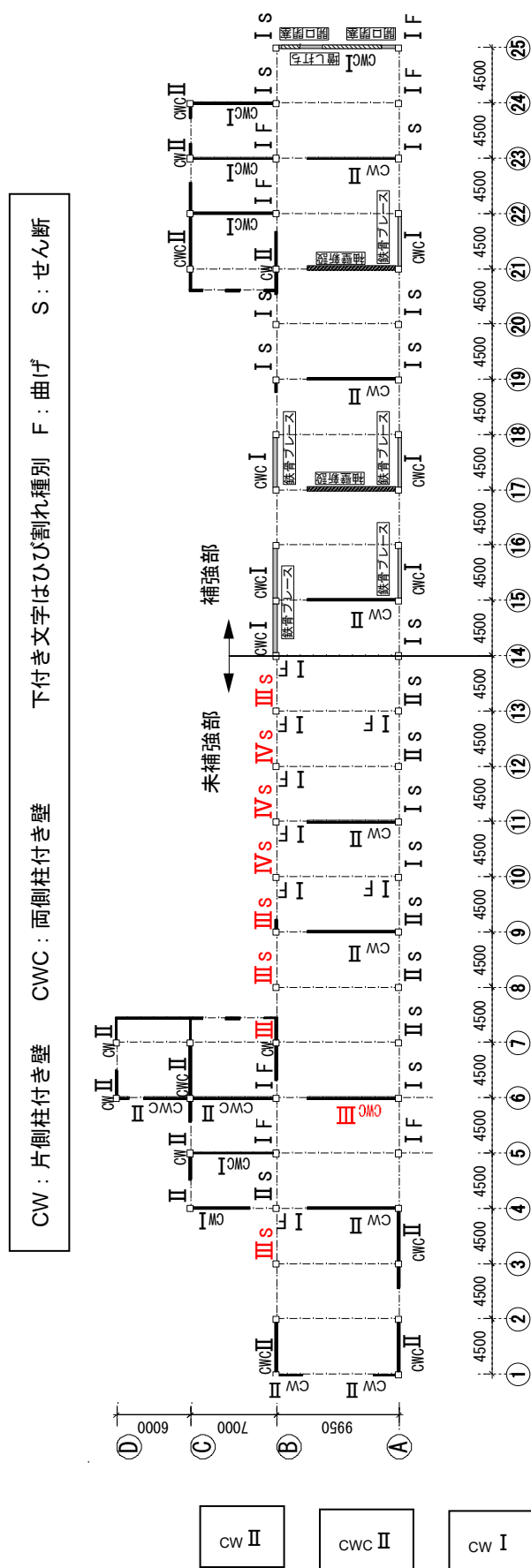


図 3.1-1 1 階伏図及び損傷状況

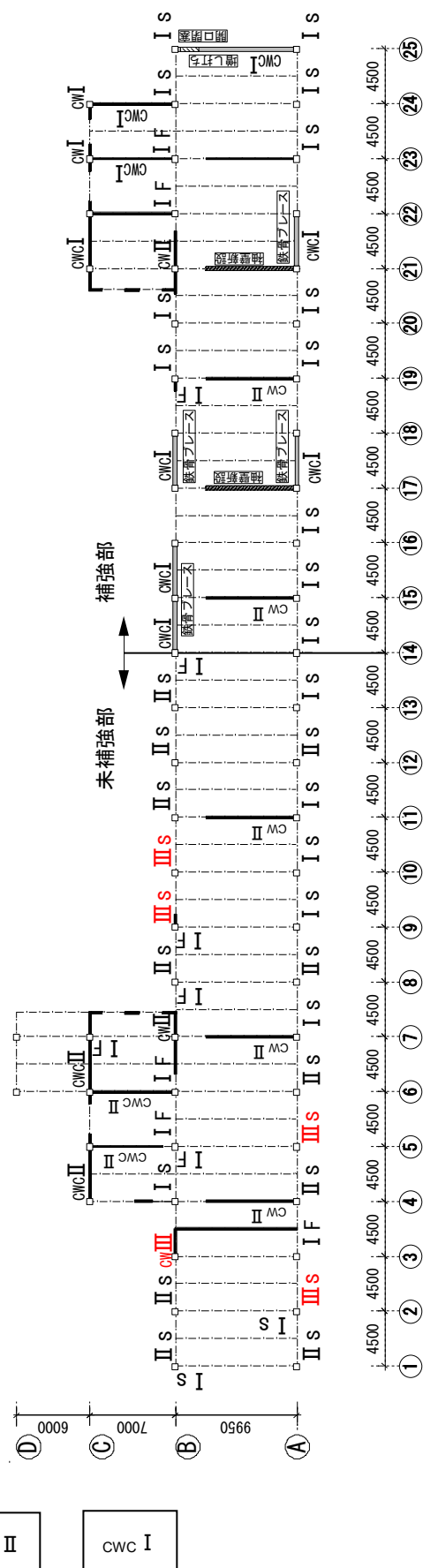


図 3.1-2 2 階伏図及び損傷状況

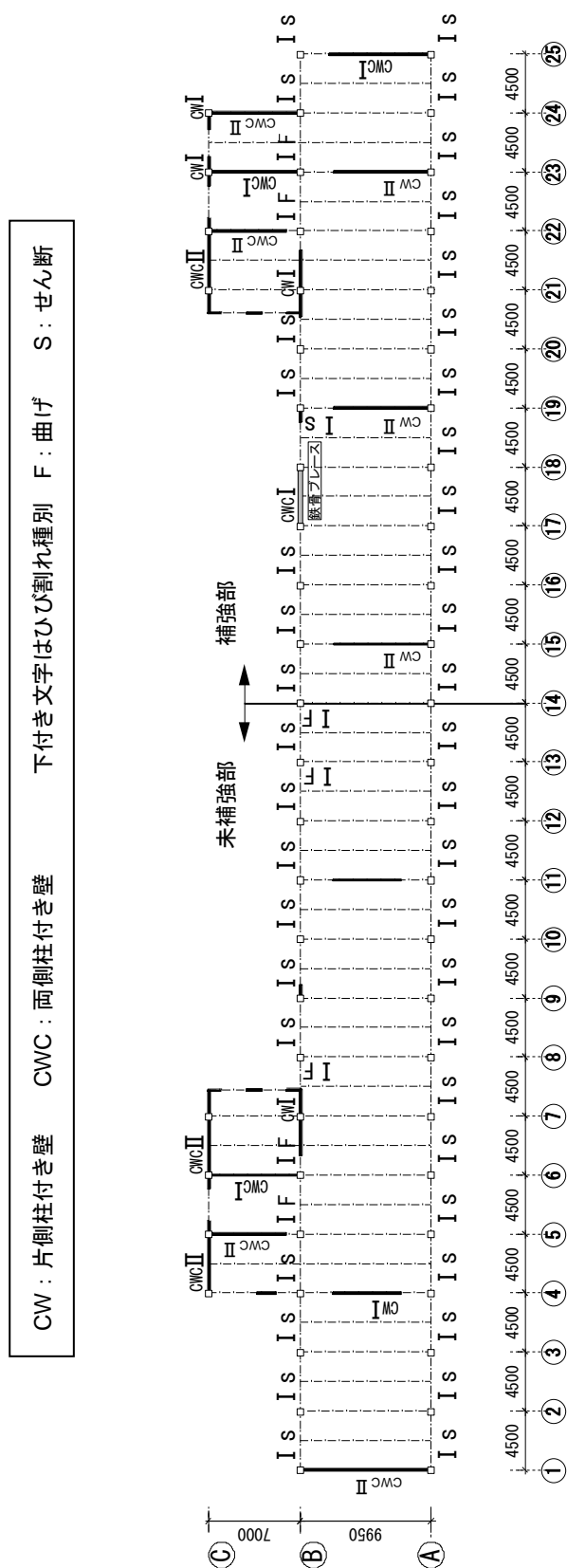


図 3.1-3 3 階伏図及び損傷状況

CW：片側柱付き壁 CWC：両側柱付き壁 下付き文字はひび割れ種別 F：曲げ S：せん断

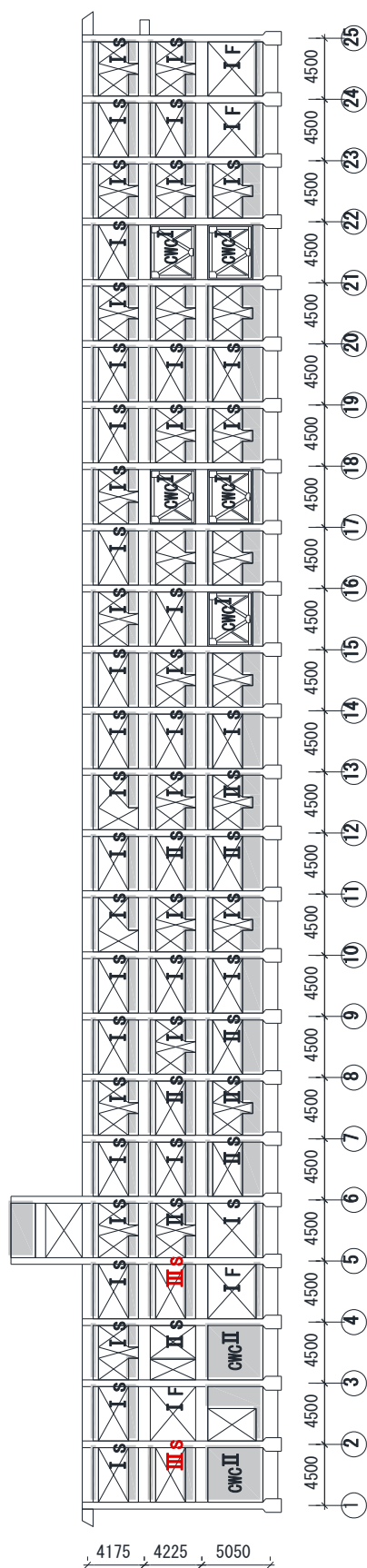


図 3.1-4 A 通り軸組み図及び損傷状況

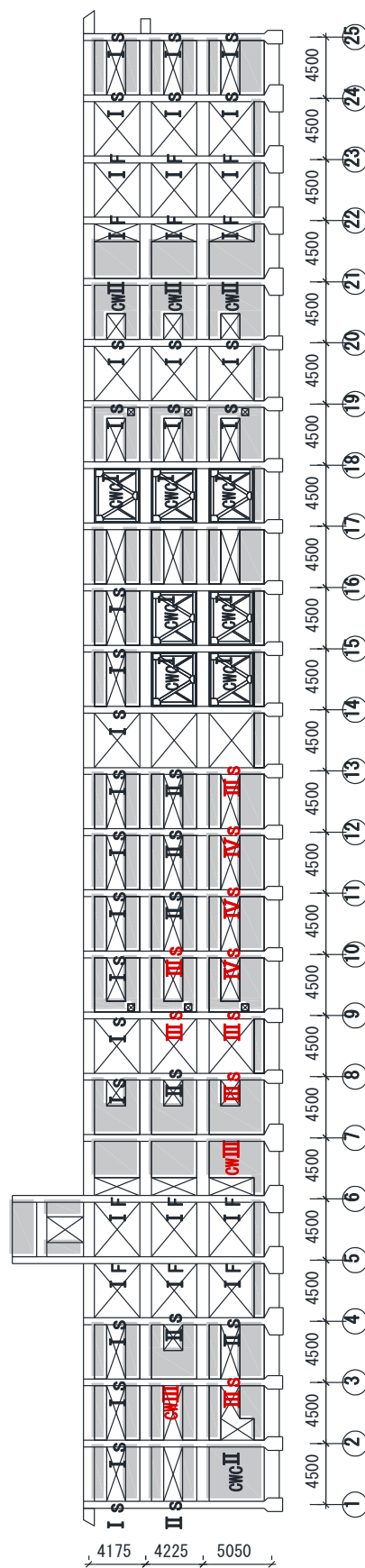


図 3.1-5 B 通り軸組み図及び損傷状況

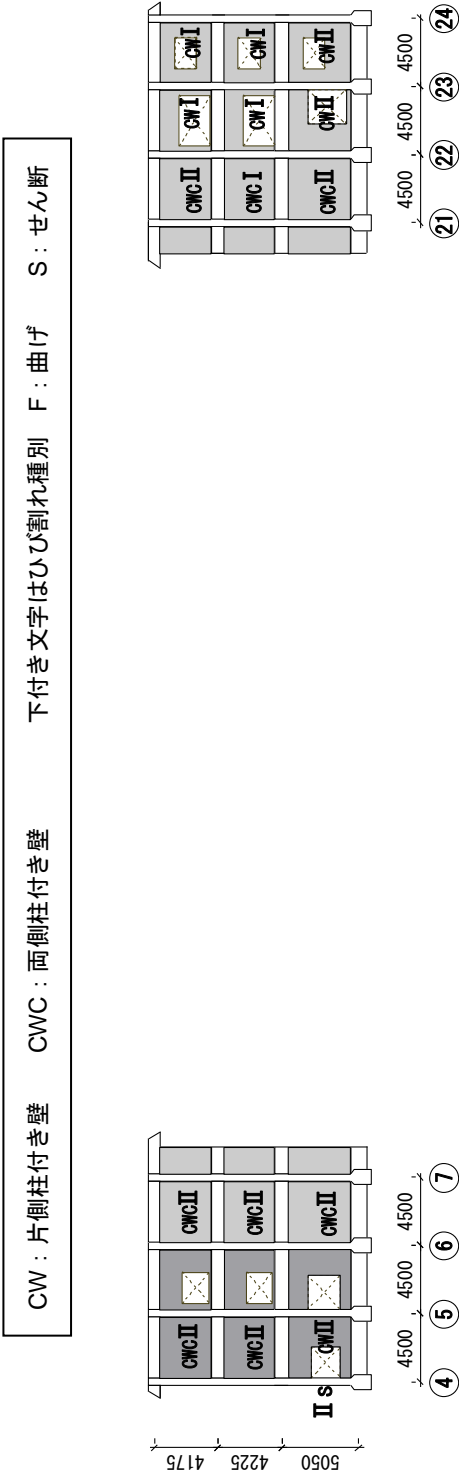


図 3.1-3 C 通り軸組み図及びひび傷状況

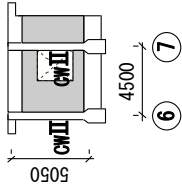


図 3.1-3 D 通り軸組み図及びひび傷状況



写真 3.1-1 1階 B-10 柱



写真 3.1-2 1階 B-11 柱



写真 3.1-3 1階 B-12 柱



写真 3.1-4 Exp.J の被害①



写真 3.1-5 Exp.J の被害②

3.2 耐震性能残存率

既往研究³⁾より求められた耐震性能残存率²⁾より対象建物の地震被害が未補強部側に集中していることが明らかにされている。図 3.2-1 に桁行方向と梁間方向の耐震性能残存率、図 3.2-2 に桁行方向の全体と未補強部側、補強部側で分けた場合の耐震性能残存率を示す。

耐震性能残存率は、被災前に対する被災後の耐震性能の割合を示したものである。耐震性能残存率 R の値によって被災度を以下のように区分する。

- ・ 軽微 $R \geq 95(\%)$
- ・ 小破 $80 \leq R < 95(\%)$
- ・ 中破 $60 \leq R < 80(\%)$
- ・ 大破 $R < 60(\%)$
- ・ 倒壊 建築物全体または一部の崩壊あるいは落階等により $R \doteq 0$ とみなせるもの

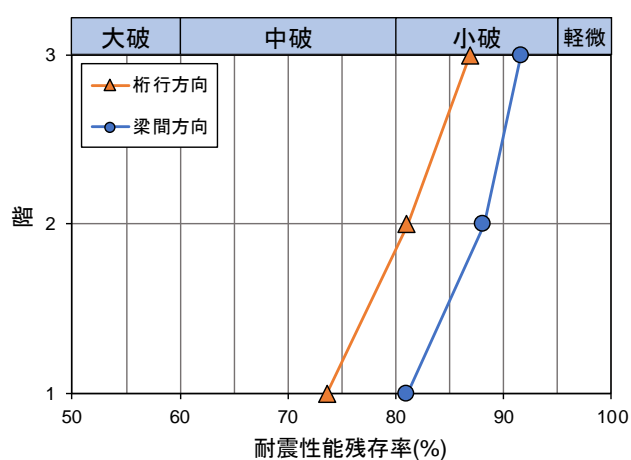


図 3.2-1 建物の耐震性能残存率

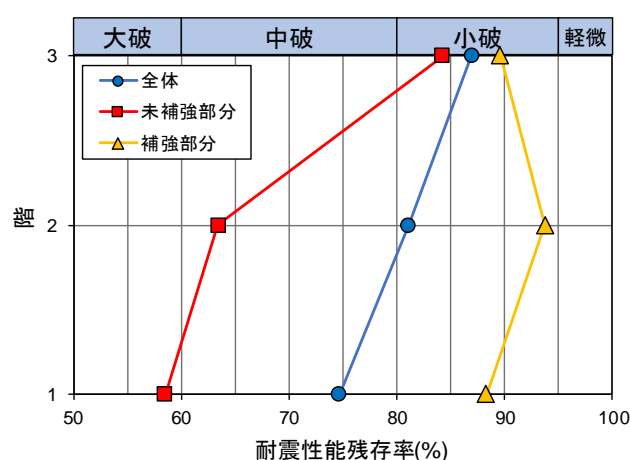


図 3.2-2 桁行方向の耐震性能残存率

梁間方向の被災度は 1 階から 3 階に渡って小破に留まり、桁行方向と比べると被害は軽微であった。桁行方向だけで見ると未補強部側の 1 階部分で $R=58.5\%$ を記録し大破となり、補強部側では $R=88.3\%$ で小破であることから建物の未補強部側と補強部側で被害に大きな差があったことがわかる。

上記のような差が生じた原因について 4 章に示すモデルで地震応答解析を行い究明をする。

参考文献

- 1) 株式会社ジャパンアセスメントオフィス：K 小学校教室棟耐震診断関連業務委託報告書，2011.5
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001
- 3) 扇谷厚志：耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震時挙動の検証，平成 30 年度首都大学東京大学院修士論文

第 4 章 解析概要

4.1 建物のモデル化 4-2

4.2 スラブをブレースに置換する際の手順 4-19

4.3 入力地震動 4-21

4.1 建物のモデル化

対象建物を節点位置に質量を持つ立体骨組にモデル化し、弾塑性解析プログラム SNAP¹⁾によって 3 方向の地震動を同時入力する地震応答解析を行う。各階非剛床とし、階全体のねじれ変形も考慮した。P- Δ 効果は無視した。柱・梁は材端に剛域を有する線材に置換し、剛域は柱・梁フェイス位置から部材せいの 1/4 内側までとした。ただし、腰壁・垂壁および袖壁の長さは、それぞれの柱および梁の剛域として加味した。部材のせん断変形およびねじり変形は考慮した。柱の剛性には柱主筋および袖壁の影響を、梁の剛性には梁主筋および腰壁、垂壁、スラブの影響をそれぞれ加味した。コンクリートブロック壁は荷重のみを考慮し、耐力および剛性は無視した。コンクリート圧縮強度はコンクリートコア試験結果²⁾から 1 階で 17.3 N/mm²、2 階で 23 N/mm²、3 階で 31.5 N/mm²とした。柱梁主筋の降伏強度は 343 N/mm²、帯筋、あばら筋、スラブ筋および壁筋の降伏強度は 294 N/mm²とした。杭長は 1 章で述べたように 26m と仮定し、杭径は 350 ϕ 、肉厚は 65mm とした。

また、モデル化にあたり、以下の点を別途考慮した。

4.1.1 モデル化概要

①Exp.J を考慮していない

教室棟 A 棟と B 棟を繋ぐ Exp.J は必要な間隔が確保されておらず、また A 棟のポーチ柱から B 棟の付け柱には梁が接続しており実質的には両棟は繋がっていたため、Exp.J は不完全であったが、モデル化においては完全な Exp.J があるものと仮定した。

②本来、給食室が北側に接続しているがモデル化では考慮していない

③窓の寸法が図面に記載されていないため正確ではない

耐力壁と分類される条件は、開口周比 $r_o \leq 0.4$ を満たし、かつ以下の条件を満たす場合である。

- ・開口が上下の梁に接していない場合
- ・開口が左右の柱に接していない場合
- ・スリットがない場合

④梁間方向の耐力壁の扱い (4,6,11,15,17,19,21,23 通り)

1 階は耐力壁として扱うこともできるが、今回は開口の上部の梁の被害に関しても考慮したいため、一般壁 (柱+袖壁+腰壁) として扱っている。

⑤桁行方向の耐力壁の扱い (B 通りにおける 7,21 通りの柱)

耐力壁としてモデル化するための条件は満たしているが、柱の被害を検討するため一般壁としてモデル化を行った。

⑥柱間以外の位置に存在する RC 壁を雑壁として重さのみ考慮した

⑦ペントハウスの重量は節点荷重として考慮する

⑧非剛床仮定で解析を行うにあたり、各階の床スラブを交差する 2 本のブレースに置換し、床スラブの面内剛性とひび割れ後の剛性低下を考慮した。また、梁の面外剛性と軸方向変形を考慮した。

4.1.2 各部材のモデル化

【梁のモデル化】

図 4.1-1 に梁の部材モデルを示す。梁は材端に曲げばねとせん断ばねを、中心に軸ばねを設置し非剛床モデルにすることで生じる梁の軸変形を考慮している。梁の曲げ変形に対する復元力特性は骨格曲線をトリリニア、履歴特性を武田モデルとする。曲げひび割れ耐力および曲げ終局耐力は略算式³⁾より算出した。第二剛性は菅野の剛性低下率³⁾より算出し、第三剛性は初期剛性の 0.001 倍とする。

梁のせん断変形に対する復元力特性は骨格曲線をトリリニア、履歴特性を原点指向モデルとする。せん断ひび割れ耐力は文献 3 より算出し、せん断終局耐力は荒川 mean 式³⁾より算出した。ひび割れ後の第 2 剛性は落合らによる研究⁴⁾を参考に初期剛性の 0.24 倍とした。第 3 剛性は初期剛性の 0.001 倍とし、最大耐力以降の耐力低下は考慮しない。

梁の軸変形に対する復元力特性は骨格曲線をバイリニアとし、軸剛性の圧縮側はコンクリート、引張側は鉄筋のみを考慮した。

図 4.1-2 に各変形の復元力特性の概形を示す。

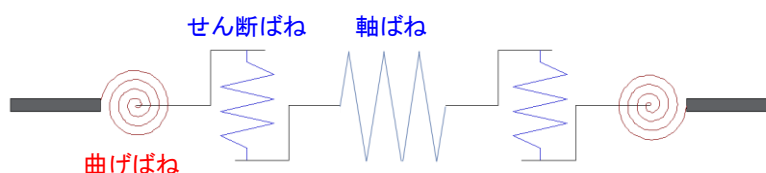
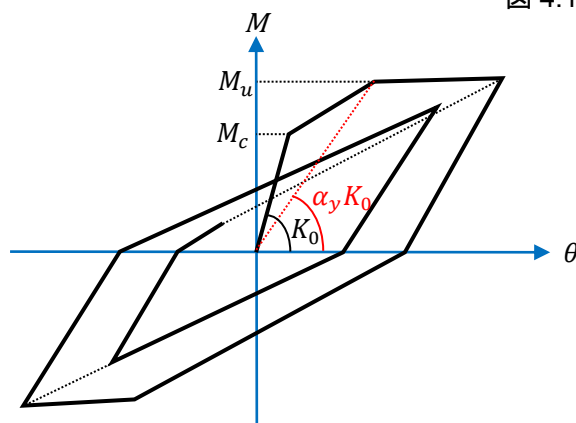
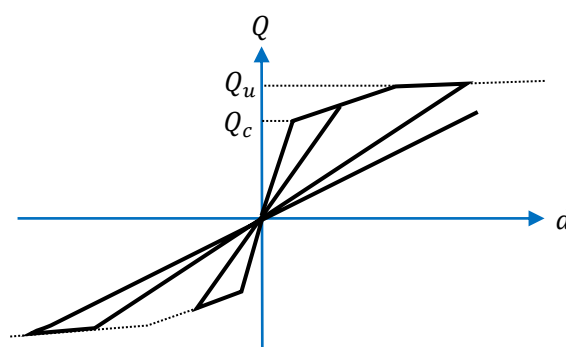


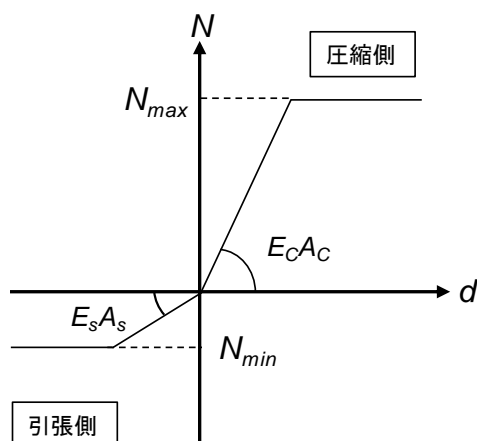
図 4.1-1 梁の部材モデル



(a) 曲げ変形に対する復元力特性



(b) せん断変形に対する復元力特性



(c) 軸変形に対する復元力特性

図 4.1-2 梁部材の復元力特性

梁のモデル化に用いた式を以下に示す。

(1)梁の曲げひび割れ耐力 ${}_bM_c$

$${}_bM_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (N \cdot mm)$$

ここで、 σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

Z_e ：鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)

(2)梁の曲げ終局耐力 ${}_bM_u$

◆T 形はり

$${}_bM_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (N \cdot mm)$$

ここで、 a_t ：引張鉄筋の断面積 (mm²)

σ_y ：引張鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

◆腰壁垂壁付はり

$${}_bM_u = a_{te} \cdot \sigma_y \cdot (d_e - 0.5 \cdot x_n) \quad (N \cdot mm)$$

ここで、 $a_{te} = a_t + \sum a'_t \cdot \left(\frac{\sigma'_y}{\sigma_y}\right)$ ただし、 $a_{te} \leq \left(0.85F_c \cdot t \cdot \frac{x_{nb}}{\sigma_y}\right) - \sum a'_t \cdot \left(\frac{\sigma'_y}{\sigma_y}\right)$

$$x_n = a_{te} \cdot \sigma_y / (0.85 \cdot F_c \cdot t)$$

$$x_{nb} = \frac{c\varepsilon_B}{c\varepsilon_B + s\varepsilon_y} d_e$$

a_t ：引張鉄筋の断面積 (mm²)

a'_t ：引張壁横筋の断面積(mm²)

σ_y ：引張鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

σ'_y ：引張鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

t ：圧縮側の壁厚(ただし圧縮側に壁がない場合は、 $t=b$) (mm)

d_e ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

$c\varepsilon_B$ ：コンクリートの圧縮強度時ひずみ

$s\varepsilon_y$ ：主筋の降伏強度時ひずみ

(3)剛性低下率 α_y

$$a/D \geq 2.0 \text{ のとき } \alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + \frac{0.043a}{D} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

$$a/D < 2.0 \text{ のとき } \alpha_y = \left(-0.0836 + 0.159 \cdot \frac{a}{D} \right) \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

ここで、 a ：シアスパン長さ (mm)

D ：部材せい (mm)

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

n ：ヤング係数比

p_t ：引張鉄筋比

(4)梁のせん断ひび割れ耐力 ${}_bQ_c$

$${}_bQ_c = \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(Q \cdot d) + 1.7} \right\} bj \quad (kgf)$$

ここで、 k_c ：部材せいに対する補正係数 ($d < 40\text{cm}$ のとき 1.0、 $d \geq 40\text{cm}$ のとき 0.72)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

M/Q ：シアスパン

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (cm)

b ：部材幅 (cm)

j ：応力中心間距離 (cm)

(5)梁のせん断終局耐力 ${}_bQ_u$

◆矩形はり

$${}_bQ_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (N)$$

ここで、 p_t ：引張鉄筋比 (%)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

M/Q ：シアスパン (ただし $1.0 \leq M/(Qd) \leq 3.0$) (mm)

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

b : 部材幅 (mm)

j : 応力中心間距離 (mm)

◆腰壁垂壁付はり

$${}_bQ_u = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j_e \quad (N)$$

ここで、 p_t : 引張鉄筋比 (%)

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

$M/(Qd_e)$: シアスパン比 (ただし $0.5 \leq M/(Qd_e) \leq 2.0$)

d_e : 引張鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離(mm)

p_{we} : 等価せん断補強筋比

$$= p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_s \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad \dots \text{腰壁付はり・垂壁付はり}$$

$$= p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + \frac{1}{2} \sum p_{si} \left(\frac{t_i}{b_e} \right) \quad \dots \text{腰壁垂壁付はり}$$

p_w : せん断補強筋比

b : 部材幅 (mm)

b_e : 置換長方形断面における幅 (mm)

p_s : 壁の縦補強筋比

t : 壁厚 (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

j_e : 応力中心間距離 (mm)

(6)軸剛性 K

$$K = \frac{EA}{L}$$

ここで、 E : ヤング係数 (N/mm²) A : 断面積 (mm²) L : 部材長さ (mm)

(7)圧縮・引張耐力 N

$$N_{max} = A_c \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y(N)$$

$$N_{min} = a_g \cdot \sigma_y(N)$$

ここで、 A_c : コンクリート断面積 (mm²) F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

a_g : 鉄筋の全断面積 (mm²) σ_y : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

【柱のモデル化】

図 4.1-3 に柱の部材モデルを示す。柱は Multi-spring(MS) ばねと直行方向に 2 つのせん断ばねをそれぞれ柱頭と柱脚に取り付けたモデルとした。MS ばねの塑性域長さ P_z は星野らの研究⁵⁾により、シアスパン比 $a/D \geq 2.0$ の時は $P_z = D$ (D : 断面せい, ただし $P_z \leq (1/6)L_0$, : 柱内法高さ) とした。

柱のせん断変形に対する復元力特性は梁と同様に骨格曲線をトリリニア、履歴特性を原点指向型モデルとする。せん断ひび割れ耐力は文献 3 より算出し、せん断終局耐力は基本的に荒川 mean 式³⁾より算出した。ひび割れ後の第 2 剛性は落合らによる研究⁴⁾を参考に初期剛性の 0.24 倍とした。第 3 剛性は初期剛性の 0.001 倍とし、最大耐力以降の耐力低下は考慮しない。

MS モデルに使用するコンクリートばねと鉄筋ばねの復元力特性を図 4.1-4 に示す。コンクリートばねは圧縮側をトリリニア、引張側をバイリニアとする。圧縮側は圧縮強度の 1/2 で第 1 折れ点を持ち、圧縮強度以降は耐力一定とした。一方、引張強度は圧縮強度の 1/10 とし、引張強度以降のテンション・ステイフニングを考慮した。

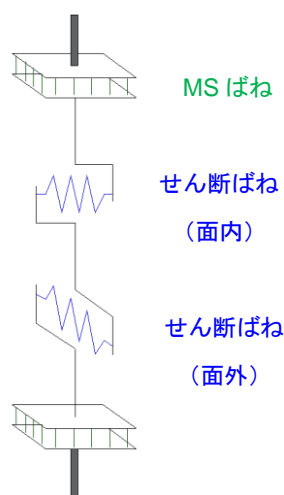
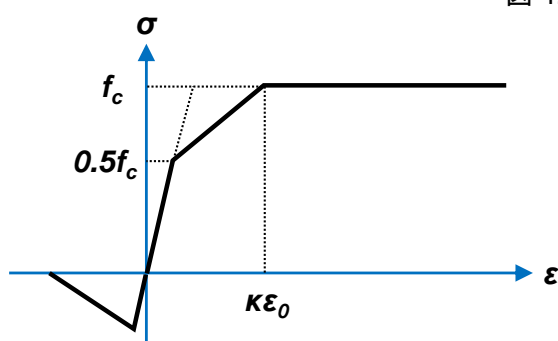
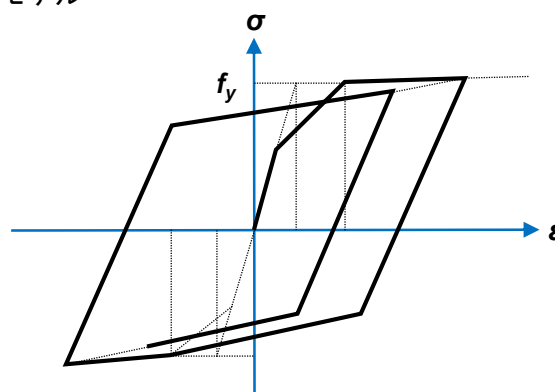


図 4.1-3 柱の部材モデル



(a) コンクリートばね



(b) 鉄筋ばね

図 4.1-4 コンクリートおよび鉄筋ばねの復元力特性

柱のモデル化に用いた式を以下に示す。

(8)柱のせん断ひび割れ耐力 cQ_c

$$cQ_c = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(Q \cdot d) + 1.7} \right\} bj \quad (kgf)$$

ここで、 σ_0 ：軸方向応力度 (kgf/cm²)

k_c ：部材せいに対する補正係数 ($d < 40\text{cm}$ のとき 1.0、 $d \geq 40\text{cm}$ のとき 0.72)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

M/Q ：シアスパン

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (cm)

b ：部材幅 (cm)

j ：応力中心間距離 (cm)

(9)柱のせん断終局耐力 cQ_u

◆矩形柱

$$cQ_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (N)$$

ここで、 p_t ：引張鉄筋比 (%)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

M/Q ：シアスパン (ただし $1.0 \leq M/(Qd) \leq 3.0$) (mm)

d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_0 ：軸方向応力度 (N/mm²)

b ：部材幅 (mm)

j ：応力中心間距離 (mm)

◆袖壁付柱

$${}_cQ_u = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j_e + 0.1N \quad (N)$$

ここで、 p_t ：引張鉄筋比（%）

F_c ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

$M/(Qd_e)$ ：シアスパン比（ただし $0.5 \leq M/(Qd_e) \leq 2.0$ ）

d_e ：引張鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離(mm)

p_{we} ：等価せん断補強筋比

$$= p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_s \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad \dots \text{腰壁付はり・垂壁付はり}$$

$$= p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + \frac{1}{2} \sum p_{si} \left(\frac{t_i}{b_e} \right) \quad \dots \text{腰壁垂壁付はり}$$

p_w ：せん断補強筋比

b ：部材幅（mm）

b_e ：置換長方形断面における幅（mm）

p_s ：壁の横補強筋比

t ：壁厚（mm）

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）

j_e ：応力中心間距離（mm）

N ：軸力（N）

【耐力壁のモデル化】

図 4.1-5 に耐力壁の部材モデルを示す。耐力壁の壁板は、壁面内方向の曲げを負担する MS ばねと壁面内方向のせん断力(付帯柱分も含む)を負担するせん断ばねを配置した。また付帯柱は壁面内方向のみピン接合とし、壁面外方向を負担するせん断ばねを設定している。上下の梁は剛とした。

壁のせん断変形に対する復元力特性は梁、柱と同様に骨格曲線をトリリニア、履歴特性を原点指向型モデルとする。第 3 剛性は初期剛性の 1/1000 とし、最大耐力以降の耐力低下は考慮しない。なお MS モデルに使用するコンクリートばねと鉄筋ばねの復元力特性は柱と同様である。

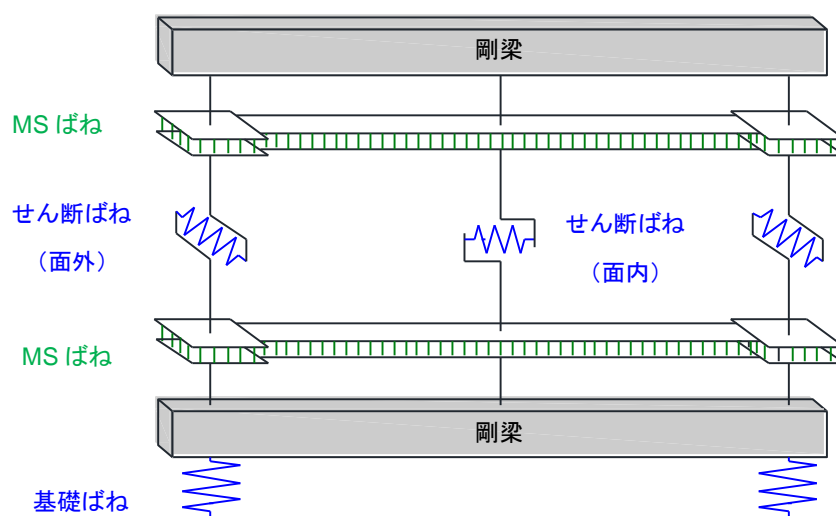


図 4.1-5 耐力壁の部材モデル

耐力壁のモデル化に使用した式を以下に示す。

(10)耐力壁のせん断耐力低減係数 r

$$r = 1.0 - \max \left(\sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h} \right)$$

ここで、 h ：梁軸心間距離（mm）

h_0 ：開口高さ（mm）

l ：柱軸心間距離（mm）

l_0 ：開口長さ（mm）

(11)耐力壁のせん断ひび割れ耐力 ${}_wQ_c$

$${}_wQ_c = r \cdot (0.043 \cdot p_g + 0.051) \cdot F_c \cdot A_w \quad (kgf)$$

ここで、 r ：せん断耐力低減係数

p_g ：壁体断面積に対する柱 1 本の主筋量の割合※(%)

※側柱が連スパン壁の中柱となる場合は、その半分を考慮

F_c ：コンクリート圧縮強度（kgf/cm²）

A_w ：壁体断面積（耐力壁の壁厚と側柱中心間距離の積）（cm²）

(12)耐力壁のせん断終局耐力 ${}_wQ_u$

$${}_wQ_u = r \cdot \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (N)$$

ここで、 r ：せん断耐力低減係数

p_{te} ：等価引張鉄筋比（%）

F_c ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

$M/(QD)$ ：シアスパン比（ただし $1.0 \leq M/(QD) \leq 3.0$ ）

D ：耐力壁全長※（mm）

σ_{wh} ：壁横筋の降伏強度（N/mm²）

p_{wh} ： t_e を厚さと考えた場合の壁横筋比(ただし、 $p_{wh} \leq 1.2\%$)

σ_0 ：軸方向応力度（N/mm²）

t_e ：置換長方形断面の幅(ただし、 $t_e \leq 1.5t$)（mm）

j ：応力中心間距離（mm）

※側柱が連スパン壁の中柱となる場合は、その半分を考慮する。

(13)耐力壁の剛性低下率 α_y

$$\alpha_y = \frac{0.46 p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14$$

ここで、 p_w ：壁横筋比

σ_y ：壁横筋の降伏強度（kgf/cm²）

F_c ：コンクリート圧縮強度（kgf/cm²）

【鉄骨ブレースのモデル化】

図 4.1-6 に鉄骨ブレース架構モデルを示す。石木らの研究⁶⁾より、鉄骨ブレースの斜材は軸ばねを有する両端ピンのトラス材とし、実際の座屈長さ・角度となるように節点からオフセットさせ剛域として扱った。付帯柱は前述した柱のモデル化と同様に MS ばねと 2 方向のせん断ばねを取り付けたモデルとする。また上下の梁は剛とする。

鉄骨ブレースの軸ばねの復元力特性は図 4.1-7 に示すように、バイリニアモデルとする。圧縮耐力は座屈指針⁷⁾より算出した。なお降伏耐力以降の剛性は初期剛性の 1/1000 とする。

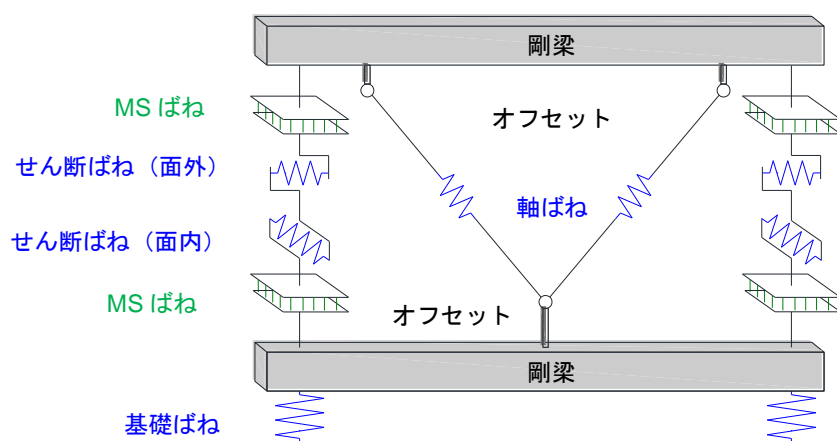


図 4.1-6 鉄骨ブレース架構の部材モデル

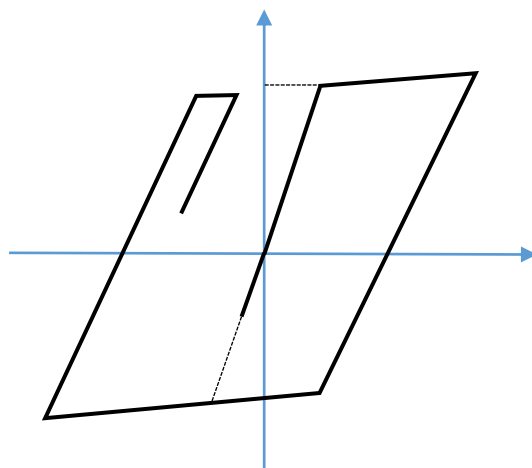


図 4.1-7 鉄骨ブレース軸ばねの復元力特性

鉄骨ブレースのモデル化に使用した式を以下に示す。

(14)鉄骨ブレース(H形鋼)の引張耐力 N_t

$$N_t = 2A_f \cdot f\sigma_y + A_w \cdot w\sigma_y$$

ここで、 A_f , A_w ：片側フランジ、ウェブの有効断面積 (mm²)

$f\sigma_y$, $w\sigma_y$ ：フランジ、ウェブの降伏強度 (N/mm²)

(15)鉄骨ブレースの圧縮耐力 N_c

$\lambda \leq \Lambda$ のとき

$$N_c = \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} N_t$$

$\lambda > \Lambda$ のとき

$$N_c = \frac{0.6}{(\lambda/\Lambda)^2} N_t$$

ただし、

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.6F}}$$

ここで、 Λ ：限界細長比

F ：鉄骨の基準強度（フランジとウェブの基準強度のうち小さい方とする） (N/mm²)

λ ：細長比= l_k/i

l_k ：座屈長さ= $r_k \cdot l_0$

r_k ：座屈長さ係数=1.0

l_0 ：トラスの可とう長さ (mm)

i ：断面二次半径（面内と面外の断面二次半径のうち小さい方とする）(mm)

【基礎のモデル化】

基礎の浮き上がりを考慮するため、1 階柱脚に基礎ばねを取り付ける。図 4.1-8 に基礎ばねの復元力特性を示す。圧縮側は弾性とし、引張側は杭による浮き上がり抵抗を無視し引張力を 0 とする。杭の沈下剛性は施工法を考慮した弾性論に基づく方法⁸⁾より求め、杭 1 本あたりのばね定数は 243.6kN/mm とした。

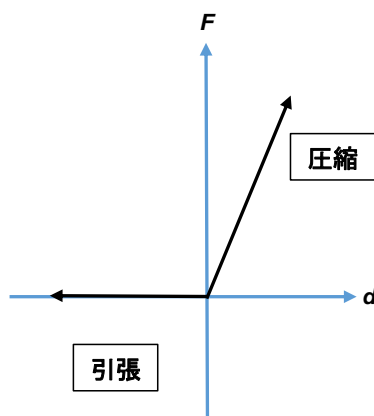


図 4.1-8 基礎ばねの復元力特性

基礎のモデル化に使用した式を以下に示す。

(16) 杭の沈下剛性 K_v ⁸⁾

$$K_v = \alpha \cdot \frac{A_p E_p}{L}$$

ここで、 A_p ：杭の断面積（ mm^2 ）

E_p ：杭のヤング係数（ kN/mm^2 ）

L ：杭長（m）

α ：杭の施工法に応じた数値（ただし、根入れ比 $L/D \geq 10$ とする）

打込み PC 杭のとき $0.041(L/D) - 0.27$

【縦長開口付き耐震壁のモデル化】

K 小学校の梁間方向には図 4.1-9(a)に示すように、縦長開口付きの耐震壁が複数存在する。特に 1 階部分については開口周比 r_0 が 0.4 より小さいことから、通常は耐力壁としてモデル化されるが、その場合開口上部の梁の破壊を考慮できない。そのため、本研究では図 4.1-9(b)に示すように C1 柱の袖壁と B1 梁の腰壁としてモデル化した⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。柱と梁の部材モデルは 4.1.2, 3 で示したものと同一である。柱の MS ばねは袖壁の全断面を考慮した。せん断ばねと曲げばねの耐力には付帯壁による増大分も見込んだ。

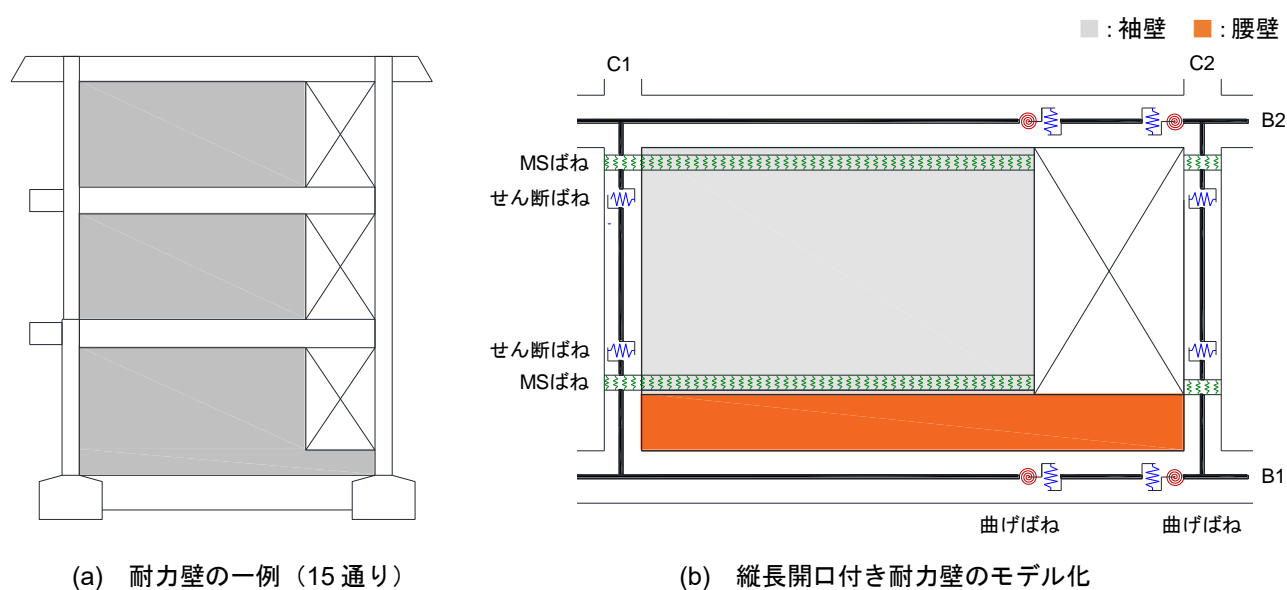


図 4.1-9 縦長開口付き耐力壁

開口付き耐震壁のモデルで袖壁付き柱としたモデルのせん断耐力は、壁と柱の断面を壁長さ方向に分割してそれぞれせん断耐力を算出する分割累加式¹²⁾¹³⁾によって計算を行うことで、袖壁が引張側となる場合の耐力の増大を考慮した。以下に式を示す。

(17)分割累加式による袖壁付き柱のせん断耐力 Q_{su3}

$$Q_{su3} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N$$

(18)壁の寄与分 Q_{suw}

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053p_{twe}^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w$$

ここで、 p_{twe} ：引張鉄筋比(%)

$$= \frac{a_{tw}}{t_w \cdot d_w} \times 100$$

a_{tw} ：引張端部壁縦筋の断面積で、端部 0.2L 範囲内の縦筋断面積($L = D + L_w$)

t_w ：袖壁厚さ

$d_w = 0.95L$ (mm) (D ：柱せい L_w ：袖壁長さ)

p_{wh} ：壁の横補強筋比($=2.54 \times 10^{-3}$)

M/Q ：シアスパン (ここでは 1650mm とする) ただし、 $0.5 \leq M/(Qd_w) \leq 2.0$

σ_{why} ：壁筋降伏強度($=294\text{N/mm}^2$)

$j_w = 0.8L$ (mm)

(19)柱の寄与分 Q_{suc}

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053p_{tce}^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce}$$

ここで、 p_{tce} ：引張鉄筋比(%)

$$= \frac{a_{tc} - a_{tw}}{b_{ce} \cdot d_{ce}} \times 100 \text{ (片側袖壁付柱の場合)}$$

a_{tc} ：柱の引張側主筋、1 段目まで

a_{tw} ：引張端部壁縦筋の断面積で、端部 0.2L 範囲内の縦筋断面積

$b_{ce} = b - t_w$ (mm) (b ：柱幅)

$d_{ce} = 0.95D$ (mm)

p_{cwe} ：柱等価帯筋比

$$= \frac{a_w - p_{wh} \cdot t_w \cdot s}{b_{ce} \cdot s} \text{ (袖壁横筋が柱に定着されている場合)}$$

a_w ：柱帯筋 1 組の断面積($=2 \times 63.62\text{mm}^2$)

s ：柱帯筋間隔($=150\text{mm}$)

σ_{cwy} ：壁筋降伏強度($=294\text{N/mm}^2$)

$j_{ce} = 0.8D$ (mm)

その他の使用した式について以下に示す。

(12)スラブの有効幅 B

$$B = b_{aL} + b + b_{aR}$$

ここで、 b ：梁幅

b_{aL} ：付帯床内のスラブ協力幅(左側)

b_{aR} ：付帯床内のスラブ協力幅(右側)

スラブ協力幅 b_a は、次式で算出する。

・ラーメン材または連続梁の場合

$a/l < 0.5$ のとき

$$b_a = \left(0.5 - 0.6 \cdot \frac{a}{\ell} \right) \cdot a$$

$a/l \geq 0.5$ のとき

$$b_a = 0.1\ell$$

・単純梁(両端ピン接合)の場合

$a/l < 1.0$ のとき

$$b_a = \left(0.5 - 0.3 \cdot \frac{a}{\ell} \right) \cdot a$$

$a/l \geq 1.0$ のとき

$$b_a = 0.2\ell$$

ここで、 a ：梁側面から隣の材(梁または小梁)側面までの距離 (mm)

l ：梁軸心間距離 (mm)

4.2 スラブを置換したブレースのモデル化

非剛床仮定で解析を行うにあたり、スラブを同等の復元力特性を与えたブレースに置換し、梁の面外剛性および軸変形を考慮することでスラブの変形による建物への影響を反映させる。

○ブレースの断面積の計算について

床スラブを短辺の下部 2 節点を剛接合とした壁に見立てて計算を行う。

スラブのせん断剛性とブレース置換した場合のせん断剛性が等しいという仮定から単位せん断力をかけた壁の (4.2.1) 式とブレース置換モデルの (4.2.2) 式の変位が等しくなるよう断面積を設定した。

スラブの変位はせん断変形成分であるため

$$\delta_w = H\kappa/(G * A_w) \quad \cdots(4.2.1)$$

ブレースの変位は仮想仕事法より

$$\delta_b = ((L^2 + H^2)^{1/2})^3 / (2EA_b L^2) \quad \cdots(4.2.2)$$

(1)式=(2)式より

$$A_b = Gt((L^2 + H^2)^{1/2})^3 / (2\kappa ELH) \quad \cdots(4.2.3)$$

ここで、 A_b ：ブレース断面積 (mm²)

κ ：形状係数(=1.2)

H：壁高さ(mm)

L：スパン長さ(mm)

t：壁厚(mm)

E：ヤング係数(N/mm²)

G：せん断弾性(N/mm²)

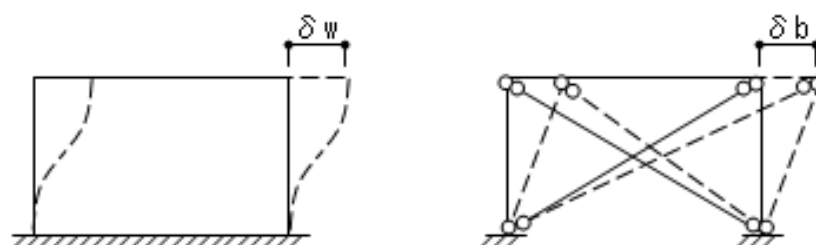


図 4.2-1 壁とブレースの変形の様子¹⁾

○スラブの復元力特性

ブレースの復元力特性を作成するためにまずは床スラブの復元力特性を求める。図 5、図 6 にスラブのモデルと復元力特性を示す。短辺の下部 2 節点をピン接合とし、上部に掛かる水平力を計算している。また、柱と大梁はスラブの厚さを考慮している。復元力特性の第一折れ点は文献 14 に記載の (4.2.4) 式による壁のせん断ひび割れ耐力 V_1 および γ_1 を算出する方法をスラブに流用して算出した。

$$V_1 = sV_{cr} = \tau_1 t_w l / \kappa_s \quad \dots(4.2.4)$$

$$\tau_1 = s\tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_0)}$$

$$\kappa_s = 3(1+u)[1-u^2(1-\nu)]/4[1-u^3(1-\nu)]$$

$$u = l'_w / (l'_w + \sum D) \quad \nu = t_w / b$$

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B}$$

$$\gamma_1 = s\gamma_{cr} = sV_{cr}\kappa_e / (G_c A_{all})$$

ここで、 t_w ：壁厚(mm)

l ：両側柱中心間距離(mm)

l'_w ：壁板の内法長さ(mm)

D ：側柱のせい(mm) ($\sum D$ は耐震壁に取り付くすべての柱せいの合計)

b ：側柱の幅 (mm)

A_{all} ：全断面積 (mm²)

σ_0 ：全断面積に対する軸方向応力度 (軸力を考えないため σ_0 はゼロ)

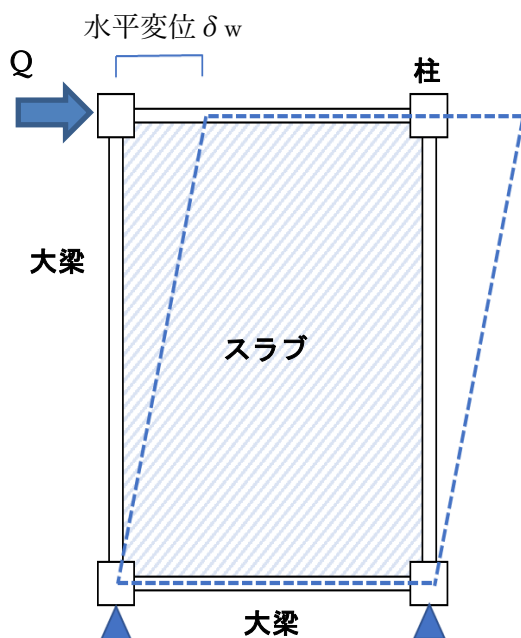


図 4.2-2 スラブモデル

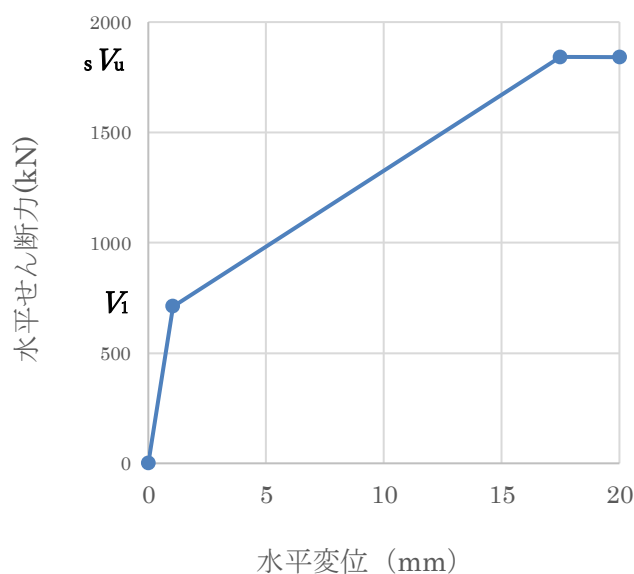


図 4.2-3 スラブ復元力特性

第二折れ点のせん断終局耐力 sVu も第一折れ点と同様に文献 14 の壁の式 (4.2.5) を使用したが、ひび割れ後の剛性低下率 α_y の算出には文献 15 の (4.2.6) 式によって算出した。初期剛性に α_y を乗じた直線と sVu の交点より第二折れ点を算出した。

$$\begin{aligned}
 sVu &= t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \sigma_B / 2 \quad \dots(4.2.5) \\
 \tan 2\theta &= \sum_{j=1}^n (\alpha_j \sin 2\psi_j / \tan \psi_j) / \sum_{j=1}^n (\alpha_j \cos 2\psi_j / \tan \psi_j) \\
 \tan \psi_j &= \sqrt{(jh_w / 1l_{wa})^2 + 1} - jh_w / 1l_{wa} \\
 \beta &= (1 + \cot^2 \phi) p_{sx} \sigma_y / (v \sigma_B) \\
 v_0 &= 0.8 - \sigma_B / 200 \quad (\sigma_B \leq 70 \text{ N/mm}^2)
 \end{aligned}$$

ここで、 $p_{sx} \sigma_y$ ：層の壁板横筋とスラブ筋および梁主筋の鉄筋比に降伏強度を乗じた値の総合計

v_0 ：コンクリート圧縮強度の有効係数

θ_i ：i 層の連層アーチ機構のコンクリート圧縮束角度

$\cot \phi$ ：各層のトラス機構 ($\cot \phi = 1$ と仮定)

α_i ：各層に作用する水平力比 n ：全層数

jh_w ：最下層脚部から j 層の水平力作用位置までの相対高さ

$1l_{wa}$ ：最下層のアーチ機構の有効壁長さ

ψ_j ：合成前の各層のアーチ機構の角度

$$\alpha_y = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad \dots(4.2.6)$$

ここで、 p_w ：壁横筋比 σ_y ：壁横筋の降伏強度(kgf/cm²)

F_c ：コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

○ブレースの復元力特性への変換

前述の方法によって算出したスラブの復元力特性をブレースのものに置き換えるために、三平方の定理より床の水平変位からブレースの軸方向の伸縮を求めた。せん断耐力は、mstan2¹⁶⁾によりブレース置換した一枚の床をモデル化し、節点に床のせん断ひび割れ耐力 V_1 を掛けたときのブレースの応力より算出した。履歴減衰は原点指向型モデルとし、せん断破壊後の第三剛性は初期剛性の 0.001 倍になるよう設定した。図 7 にブレース置換したモデル、図 8 に例として 7000×4500 のスラブを置換したブレースの軸ばねの復元力特性を示す。

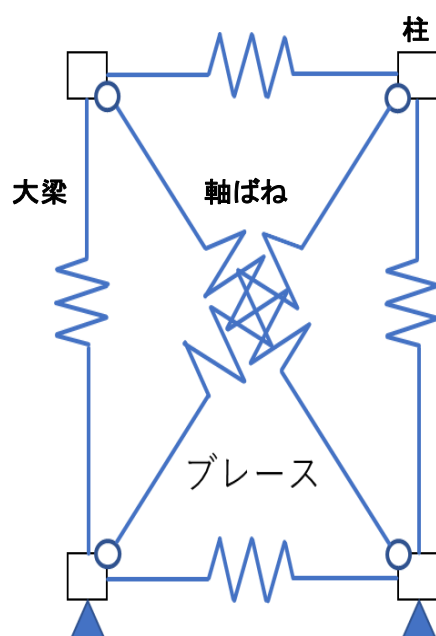


図 4.2-4 ブレース置換モデル

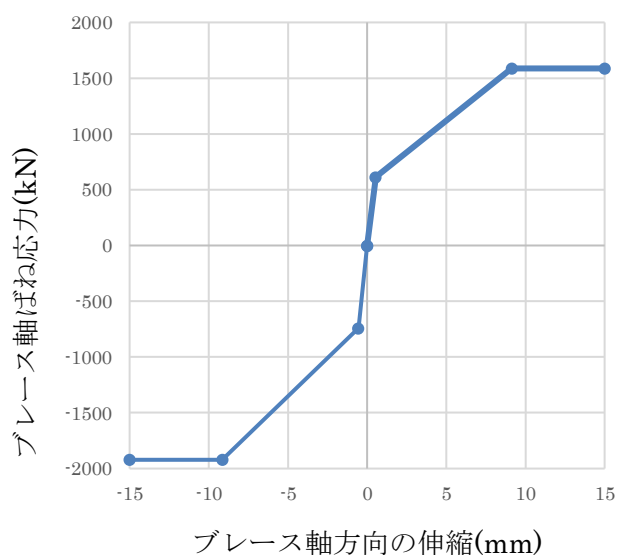


図 4.2-5 斜材の軸ばねの復元力特性

4.3 入力地震動

地震動は気象庁が K 小学校に隣接する那須町役場の敷地内で観測したデータを使用する。図 4.3-1 に地震動の EW 方向、NS 方向、UD 方向の加速度の波形、図 4.2-2 に加速度応答スペクトルと立体骨組モデルの固有値解析により得られた建物の桁行方向の 1 次固有周期を示す。各方向の最大値は EW 方向で 475.0gal（時刻 107.51 秒）、NS 方向で 924.6gal（時刻 107.48 秒）、UD 方向で 228.9gal（時刻 114.28 秒）である。NS 方向と EW 方向の最大加速度の到達時刻がほぼ等しいため、対象建物には時刻 107.5 秒付近で最大の外力を受けたということになる。解析では観測データの 360 秒間のうち、グラフのオレンジに着色した 80～150 秒を取り出して使用する。

加速度応答スペクトルでは NS 方向の地震波の卓越周期と建物の桁行方向の 1 次固有周期が 0.23 秒ほどで合致しており、共振によって被害が拡大した可能性がある。

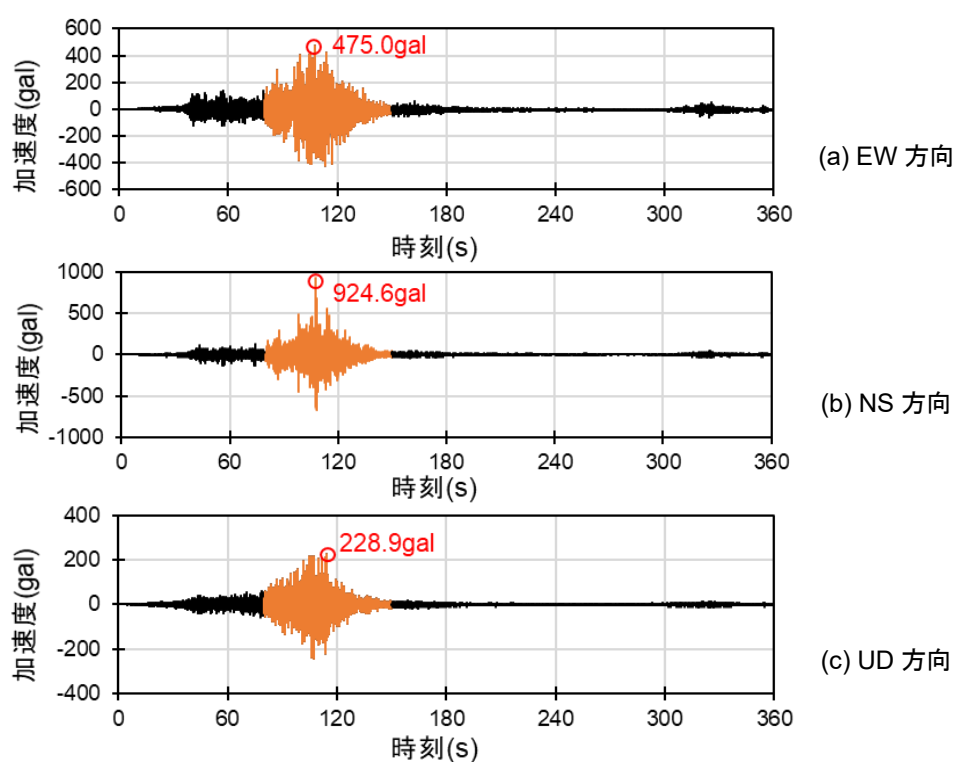


図 4.3-1 加速度の時刻歴波形

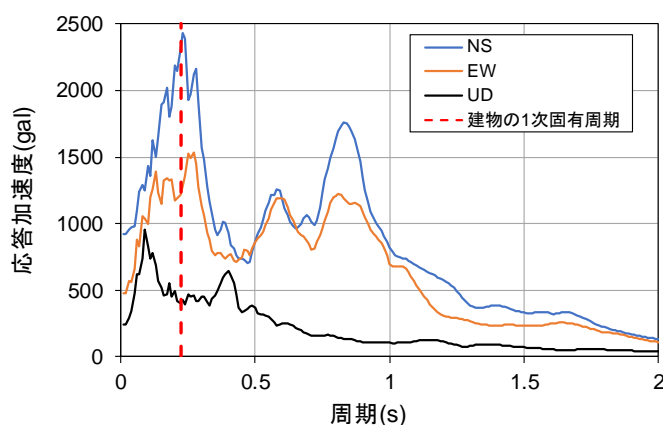


図 4.3-2 加速度応答スペクトル

参考文献

- 1) 株式会社構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル，2015.11
- 2) 株式会社ジャパンアセスメントオフィス：K 小学校教室棟耐震診断関連業務委託報告書，2011.5
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課他監修：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 4) 落合等，北山和宏：せん断破壊する RC 梁および有孔梁のせん断性能評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.193-198，2012.7
- 5) 星野和也，北山和宏：曲げ降伏時の変形に着目した鉄筋コンクリート柱部材の解析モデルに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，2015
- 6) 石木健士朗，北山和宏，山村一繁，遠藤俊貴：鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の地震応答と補強効果に関する検討 その 1，その 2，日本建築学会大会学術梗概集，pp.183~186，2013.8
- 7) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.11
- 8) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書(I共通編 IV下部構造編)・同解説，1980
- 9) 新井昂：耐震補強された鉄筋コンクリート造建物における上部構造と杭基礎との地震被害の相関に関する解析的検証，平成 27 年度首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 修士論文
- 10) 若林理紗，星野和也，北山和宏：耐震補強途中で東北太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能，日本建築学会大会学術梗概集，pp.497-498，2016.8
- 11) 扇谷厚志：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震時挙動の検証，平成 30 年度首都大学東京大学院修士論文
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2010
- 13) Kunkuk Bae，壁谷澤登寿海，金裕錫，壁谷澤寿一，PHAN Van Quang，石井貴子：鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究，構造工学論文集，pp.385-390，2009.3
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.1
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015.10
- 16) Ronald D. Ziemian Professor of Civil Engineering Bucknell University，William McGuire Late Professor of Civil Engineering, Emeritus Cornell University：MASTAN2 v3.5

第 5 章 地震応答解析

5.1	地震応答解析の計算条件	5-2
5.2	既往研究の詳細	5-3
5.3	地震応答解析結果	5-4

5.1 地震応答解析の計算条件

前章で示してきた立体骨組モデルに3方向の地震動を同時入力し、解析を行う。数値積分は Newmark β 法($\beta=1/4$)を用い、時間刻みは 0.004 秒とした。粘性減衰は 3%とし、瞬間剛性に比例させた。

図 5.1-1 に作成した教室棟の立体骨組モデルを示す。SNAP-GP によるアニメーションで地震応答解析時の建物モデルの挙動を確認したところ、各節点の動きはそれぞれ大きく違い、建物全体は弓型や S 型に変形していた。つまり、ブレース置換によって狙っていた建物の動きは再現できたと考えている。

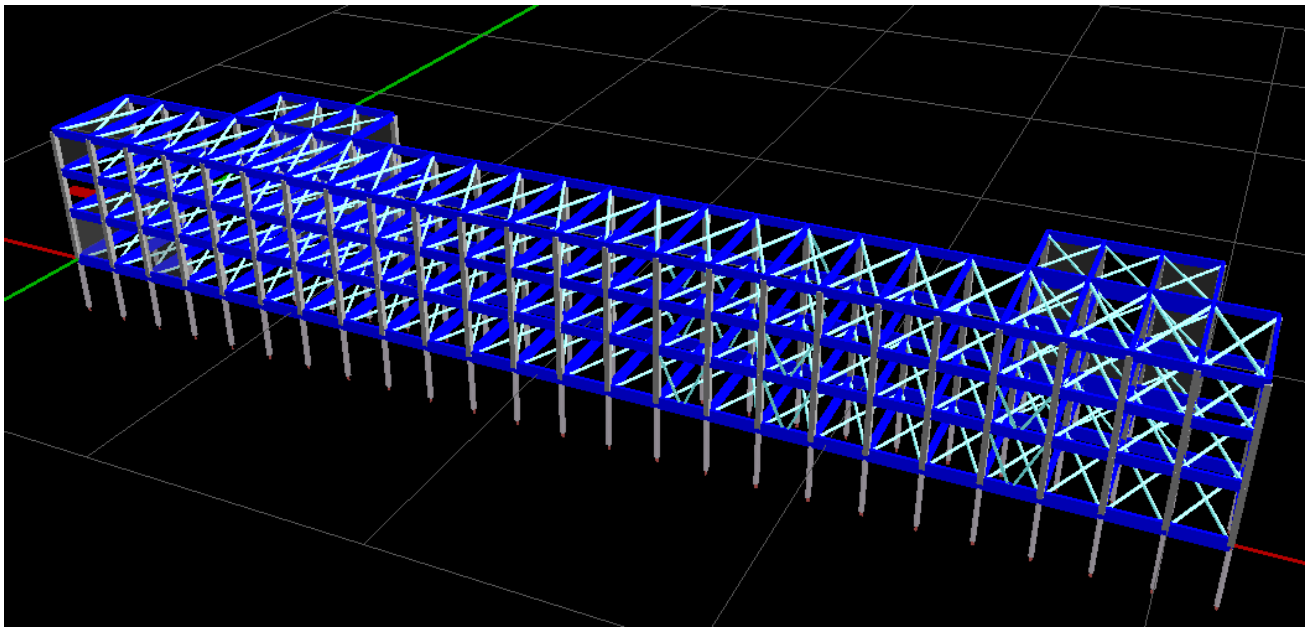


図 5.1-1 SNAP-GP で見た対象建物の立体骨組モデル

5.2 既往研究の詳細

既往研究¹⁾²⁾³⁾では水平 1 方向の地震動のみを掛けた平面モデルと立体骨組モデルの解析が行われているが、本研究の考察ではこれらのモデルとの比較はせず、3 方向の地震動を同時入力した剛床モデルとスラブを平面板要素に置換した非剛床モデルとの解析結果の比較を行う。剛床モデルでは床の変形は考慮しておらず、各層の節点の変位は同一の動きをする。スラブを平面板要素に置換したモデルでは、スラブの面内剛性と梁の軸剛性を考慮している。また、スラブのひび割れ後の剛性低下を考慮するために初期剛性 K_0 に低減係数 α を乗じている。図 5.2-1 に平面板要素モデルでのスラブの復元力特性を示す。

以降、文中では本研究のモデルをブレース置換モデル、前述した既往研究を剛床モデルと平面板要素モデルと記述する。

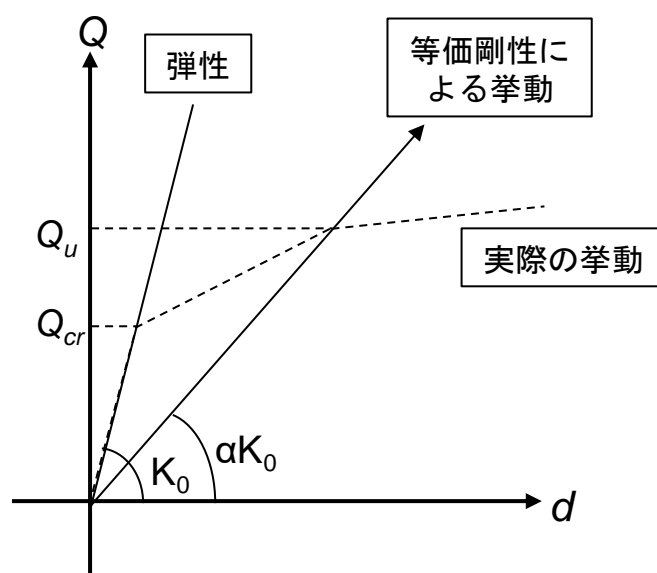


図 5.2-1 平面板要素モデルでのスラブの面内剛性

既往研究

- 1) 若林理紗ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.497-498，2016.8
- 2) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 1，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.727-728，2018.9
- 3) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 2，その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 169-172，2019.9

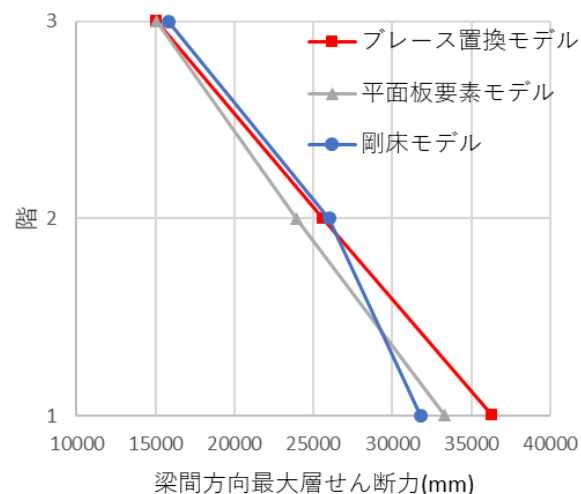
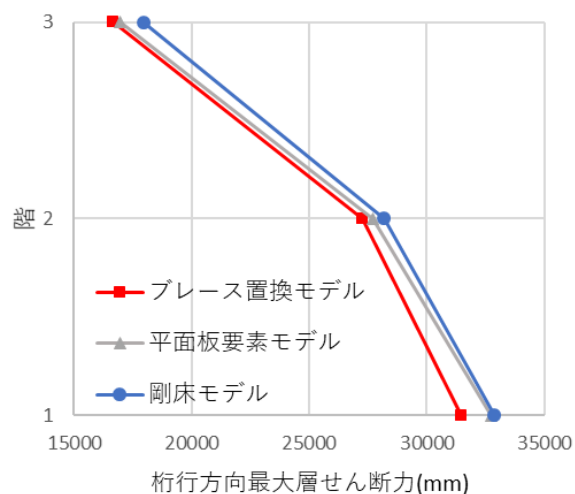
5.3 地震応答解析結果

図 5.3-1 に各階の最大応答値の比較、図 5.3-2 に各階の層せん断力-層間変形角のグラフ、図 5.3-3 に各階の桁行方向および梁間方向の応答変位の時刻歴を示す。なお、最大層間変形角と最大層間変位は重心位置で計測されたものをプロットしている。ブレース置換モデルおよび平面板要素モデルは非剛床で各節点の挙動が異なるため、重心位置の応答だけを見ても容易な比較が行えない。そのため図 5.3-1 は建物全体の傾向を図ることを目的としている。

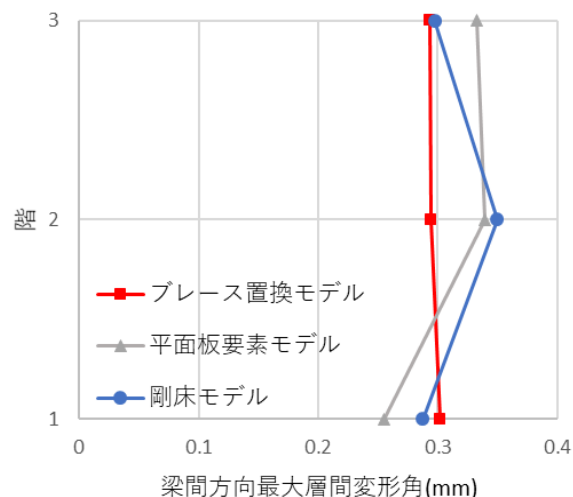
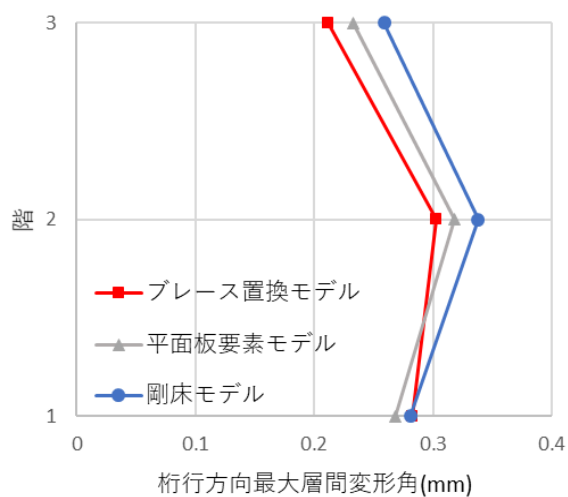
ブレース置換モデルの最大層せん断力は桁行方向では 1 階で 31469kN、2 階 27264kN、3 階 16684kN である。梁間方向では 1 階で 36323kN、2 階 25599kN、3 階 15097kN である。桁行・梁間方向ともにグラフの描く傾向は既往研究と近い結果が得られたが、梁間方向 1 階の層せん断力が剛床モデルと比べて 14%ほど高い数値を記録した。これは層せん断力-層間変形角のグラフにも傾向が表れているが、スラブのひび割れ後の剛性低下を考慮したブレース置換モデルとしたことでスラブの変形が進み、建物の変形に影響したことと、対象建物が東西方向に長く、また南北方向の入力地震動が大きいことが関係していると考えられる。

各階の層間変位の最大値のグラフでは桁行方向の 1 階と 2 階の差が既往研究よりも大きくなっており、2 階から 3 階では全て同様の下がり方をしている。ブレース置換モデルでは床の層せん断力は既往研究のモデルよりも小さいが、層間変位は逆に大きくなっている。これらはスラブのひび割れによる剛性低下が影響していると考えられる。梁間方向では 1 階から 3 階にかけて最大層間変位が下がっていく傾向が見られ、平面板要素では逆に 1 階から 3 階にかけて変位が上がっている。実被害では 1 階に被害が集中し、2 階部分では被害はほぼ見られないことから本研究でのブレース置換モデルでは既往研究よりも実状を再現できていると思われる。

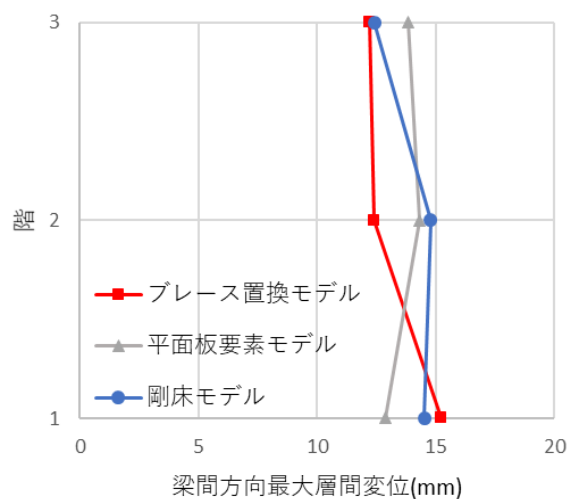
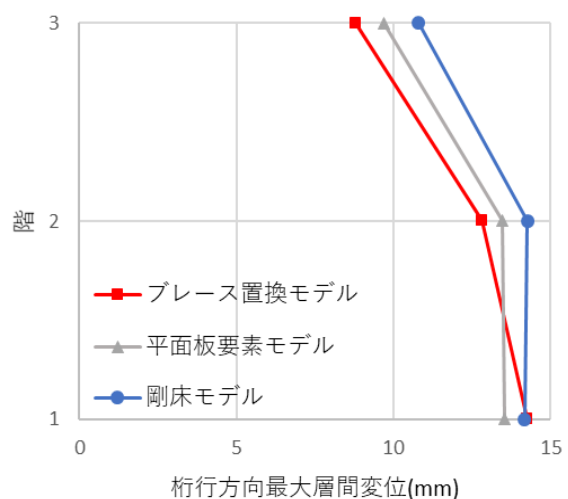
層せん断力-層間変形角のグラフではオレンジ色でブレース置換モデル、青色で剛床モデルのものを示している。桁行方向では 1 階から 3 階まで履歴曲線に違いはあまり見られなかった。梁間方向では履歴曲線のループが剛床モデルのものよりも寝て剛性が下がり、層間変形角の最大値が 1%ほど高くなる傾向が見られた。これは前述したようにスラブのひび割れによる剛性低下を考慮したこと、建物の形状や入力地震動の大きさが影響したと考えられる。



(a) 各階最大層せん断力 (左: 桁行 右: 梁間)



(b) 各階最大層間変形角 (左: 桁行 右: 梁間)



(c) 各階最大層間変位 (左: 桁行 右: 梁間)

図 5.3-1 最大応答値の比較

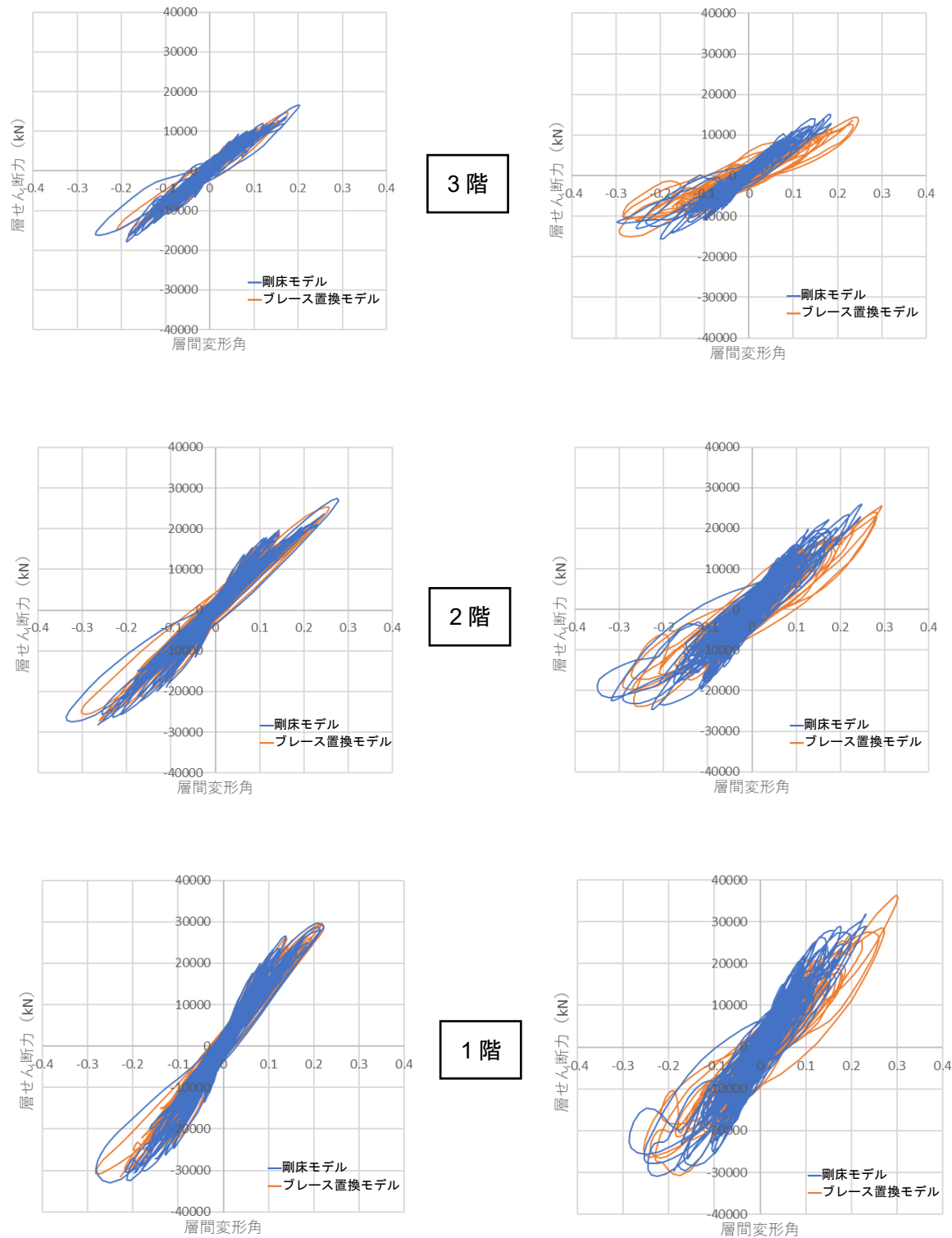
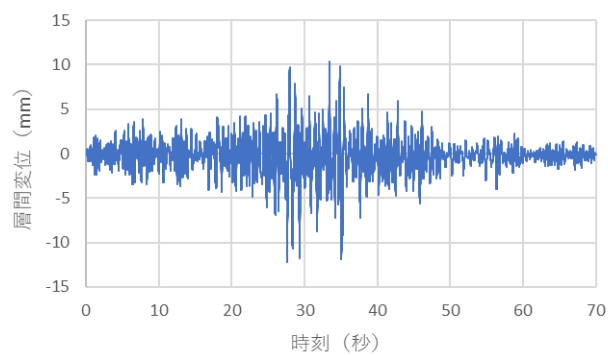
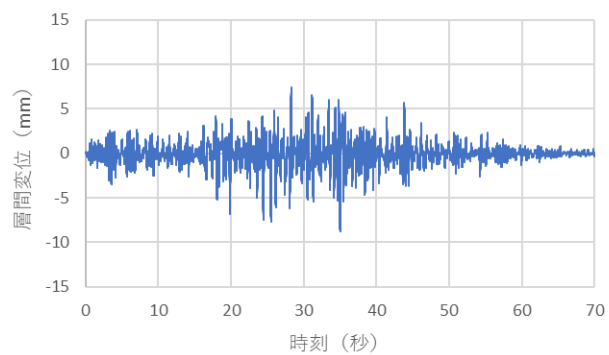
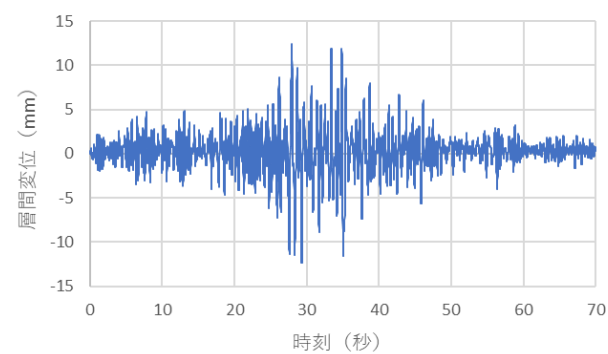
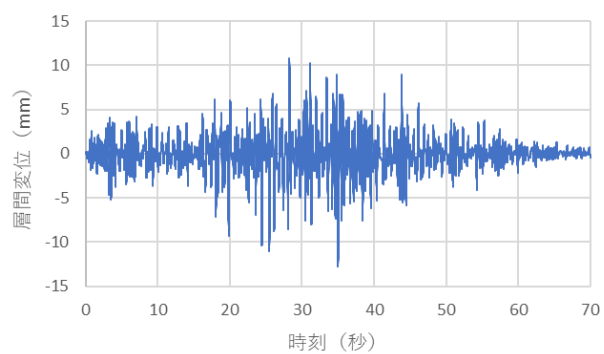


図 5.3-2 層せん断力—層間変形角関係（左：桁行 右：梁間）

3 階



2 階



1 階

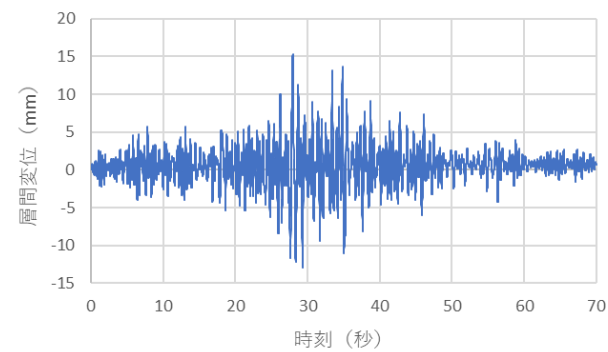
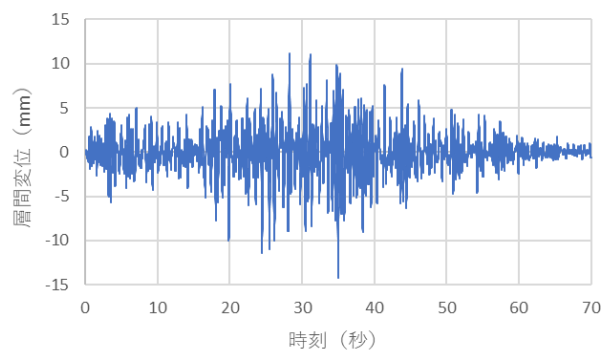


図 5.3-3 層間変位の時刻歴（左：桁行 右：梁間）

図 5.3-4 に地震終了時（時刻 150 秒）における A～D 通りの破壊機構図を示す。比較のため、剛床モデルの破壊機構図を併せて示す。破壊機構図において、剛床モデルと大きな差は見られなかった。しかし、未補強部側では全体的に部材の応力が高くなる傾向が見られた。これは、非剛床モデルにしたことで未補強部では変形が大きくなり、部材の負担も大きくなったためだと考えられる。

B 通りの実被害で発生した損傷度Ⅲ、Ⅳの柱と壁では解析でも全てせん断破壊が発生し、被害が未補強部 1 階に集中した。しかし、補強部側未補強部側ともに実被害では損傷の小さかった 1 階 5、19、21、24 通りの柱にせん断破壊が生じており実状の再現が適わなかった。これは腰壁と垂れ壁が付帯することで内法高さが小さくなり、水平力が大きくかかってしまったことが原因であると思われる。また、1 階部分の最大損傷度がⅡである A 通りでも未補強部側の内法高さが小さい柱でせん断破壊が生じた。しかし A 通りでは 2 階の損傷度Ⅲの柱付近で剛床モデルでは見られなかった損傷が確認でき、実状に近い結果となったと言える。

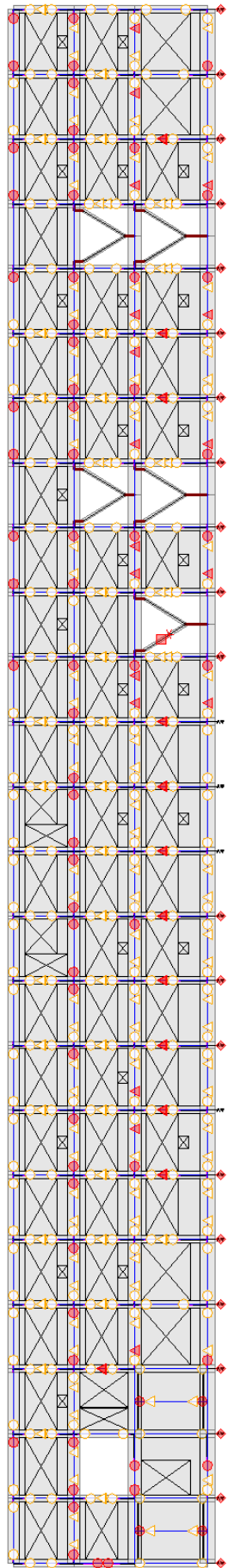
図 5.3-8～5.3-32 に地震終了時（時刻 150 秒）における 1～25 通りの東側から見た破壊機構図を示す。比較のため剛床モデルの破壊機構図を併せて示す。梁間方向の破壊機構図は上述した桁行方向の破壊機構図と違い、補強部側未補強部側ともに変化が見られた。4 通りでは剛床モデルで発生していた 1 階部分の柱と梁のせん断破壊が抑えられており、実状では壁や柱に損傷度Ⅱの被害しか確認されていないためブレース置換モデルが実状に近いと言える。詳細は後述するが、4 通りでは梁間方向の変形が A 通りと B 通りで異なることから、ブレース置換モデルではスラブを置換したブレースが変形に対する応力を負担したため、柱や梁への被害が抑えられたのではないかと考えている。そして、未補強部側のその他の通りでは柱の被害にあまり差は見られなかったが梁への被害に違いが生じ、ブレース置換モデルの方が梁に曲げ降伏が発生するようになっていた。図 5.3-2 に示した梁間方向の層せん断力-層間変形角の説明でも述べたように、ブレース置換モデルは剛床モデルよりも剛性が落ち、変形が増大する傾向があった。未補強部側の梁に現れた曲げ降伏はこれらの増大した変形を吸収した結果であると思われる。

補強部側 15、17、19 通りでは 1 階部分の開口上部の梁に剛床モデルでは見られなかったせん断破壊が発生している。これは、非剛床モデルとしたことで各節点が別々の動きをするため、層ごとの節点の動きが同一の剛床モデルよりも梁間方向の梁への力が大きく加わったためだと考えられる。

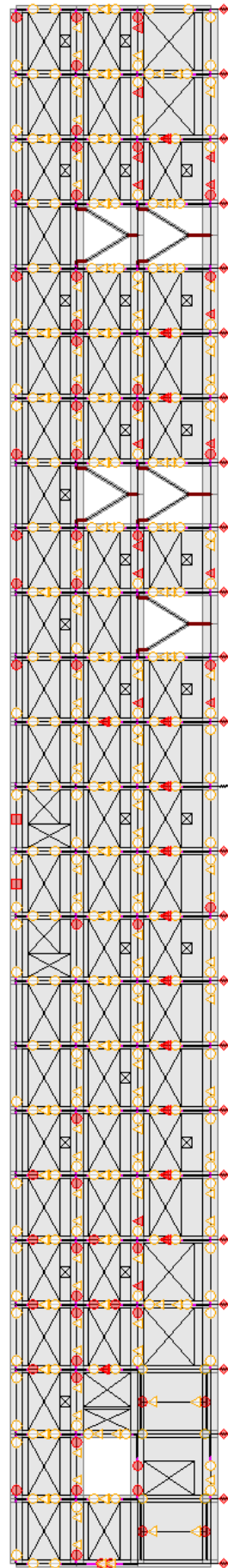
未補強部側 11 通りと補強部側 17 通りでは 1 階部分の北側 B 通り（図中右側）の柱にせん断破壊が生じた。11 通りの柱のせん断応力を剛床モデルのものと比較すると、B 通り側の柱では剛床モデル：497kN、ブレース置換モデル：528kN となり、6%ほどブレース置換モデルが高かった。これは、建物全体の応力が剛床モデルよりもブレース置換モデルの方が高いという傾向通りの数値であるが、A 通り側（図中左側）の袖壁付き柱では剛床モデル：1870kN、ブレース置換モデル：1867kN と、かなり微差ではあるがブレース置換モデルの方が応力が低くなっていた。A 通り側と B 通り側で応力の大きさが逆転した理由は、A 通りよりも B 通りの方が、特に未補強部側で変形がかなり大きいためである。これについては詳細を本章で後述する。補強部側 17 通りの 1 階部分 B 通り側の柱にせん断破壊が生じたのは、梁間方向への変位が剛床モデルよりも大きいことが関係していると思われる。最大の層間変位を比較すると剛床モデルでは 13.2mm、ブレース置換モデルでは 17.6mm と 4mm 以上変形している。

しかしいずれにおいても梁間方向の柱や梁では損傷度Ⅲ以上の被害は確認されていないため、被害を過大に評価してしまっており実状の再現が適わなかった。

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり ■ : 引張降伏 * : 座屈 白抜きはひび割れ



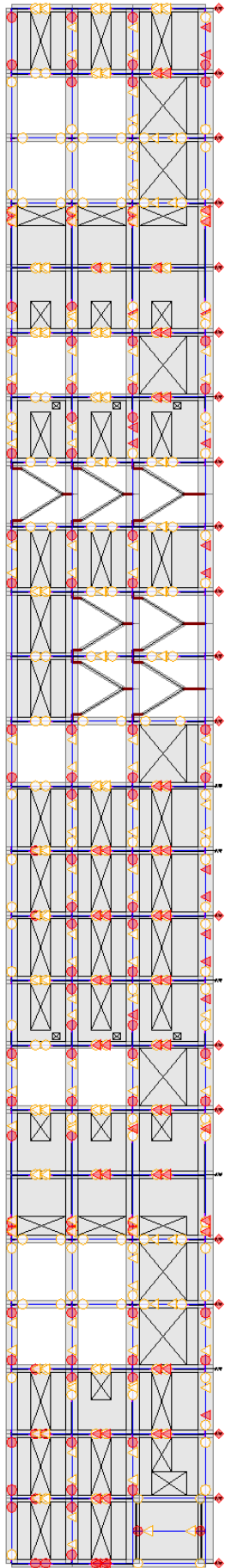
(a) 剛床モデル



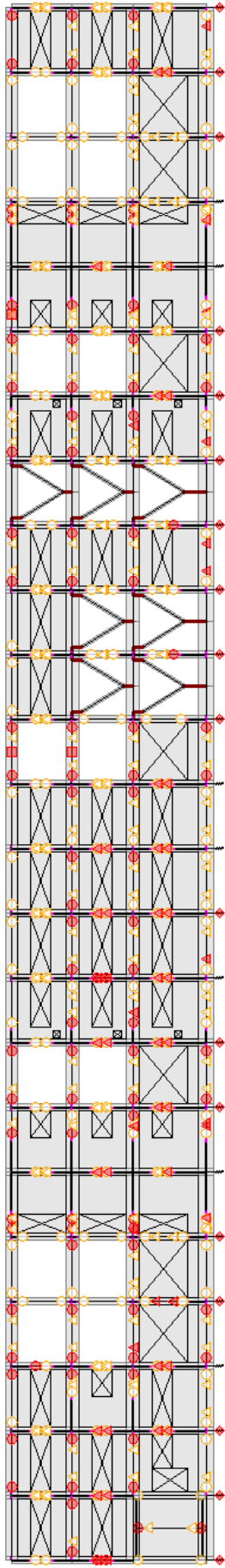
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-4 A 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり ■ : 引張降伏 * : 座屈 白抜きはひび割れ



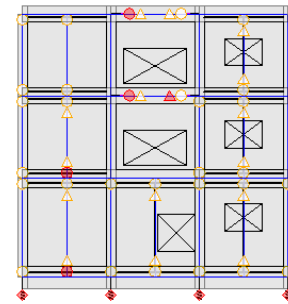
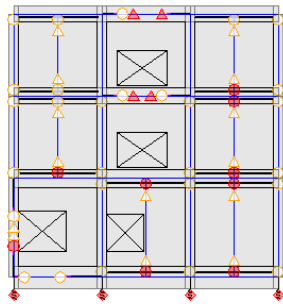
(a) 剛床モデル



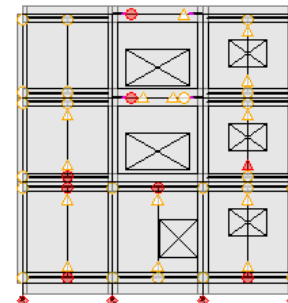
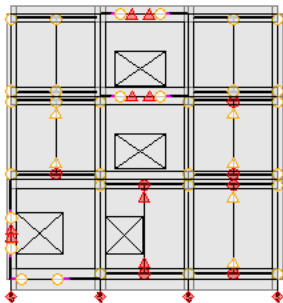
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-5 B 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : セン断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

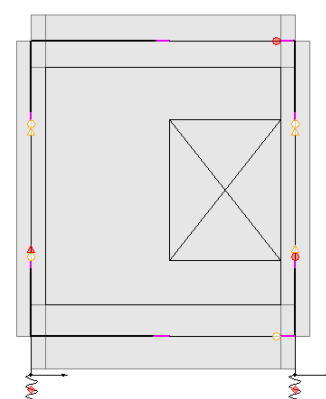
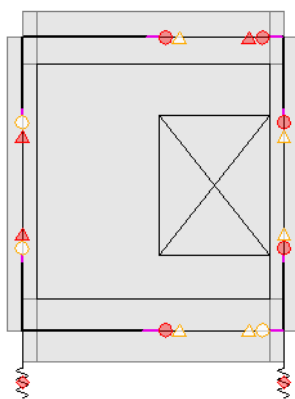


(a) 剛床モデル（左：4～7 通り 右：21～24 通り）



(b) ブレース置換モデル（左：4～7 通り 右：21～24 通り）

図 5.3-6 C 通り破壊機構図（6～7 通り）（時刻 150 秒）



(a) 剛床モデル

(b) ブレース置換モデル

図 5.3-7 D 通り破壊機構図（6～7 通り）（時刻 150 秒）

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

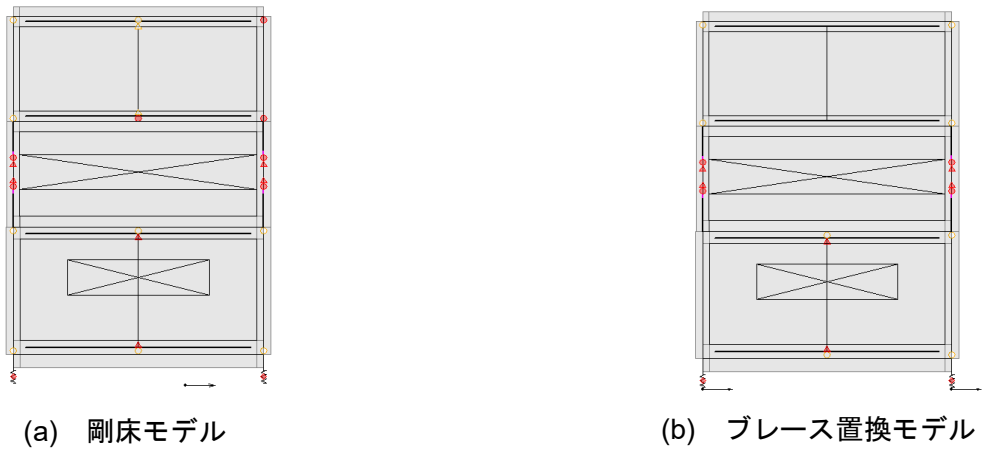


図 5.3-8 1 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

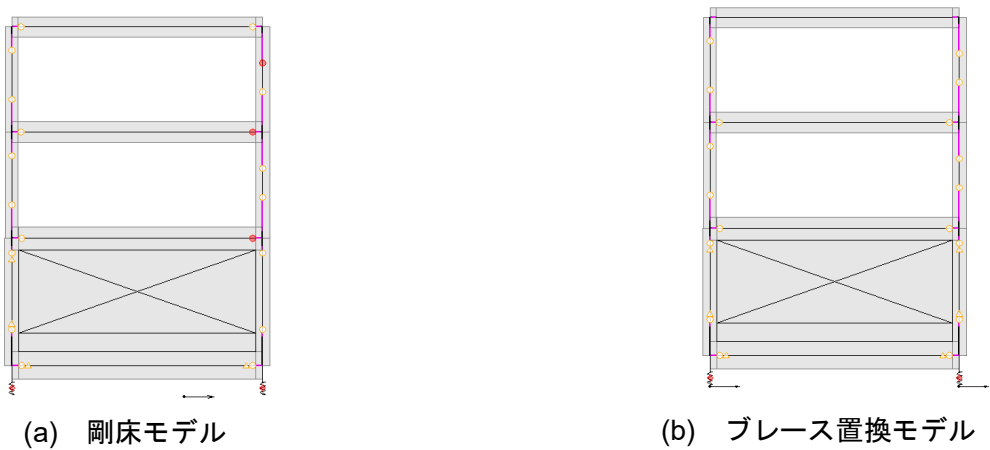


図 5.3-9 2 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

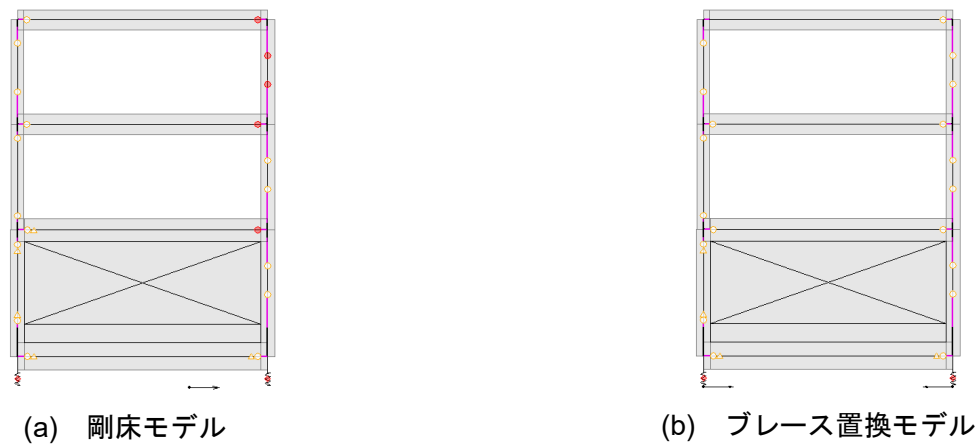
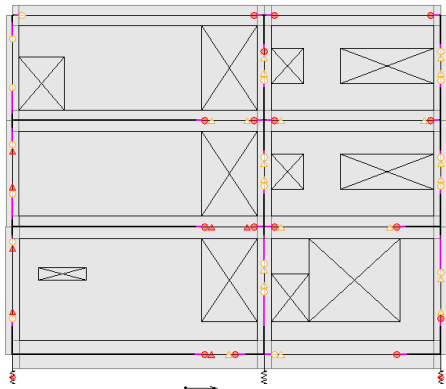
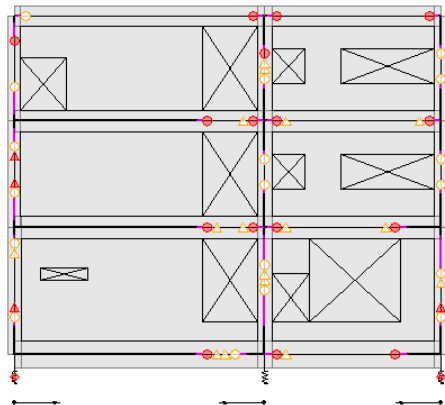


図 5.3-10 3 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

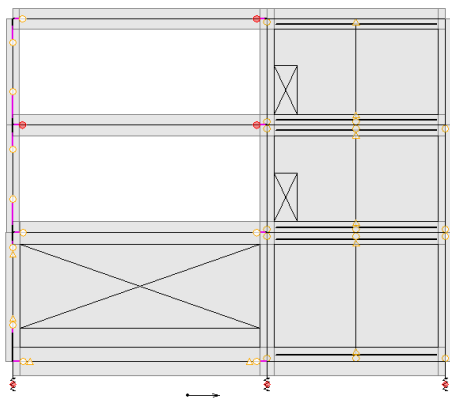


(a) 剛床モデル

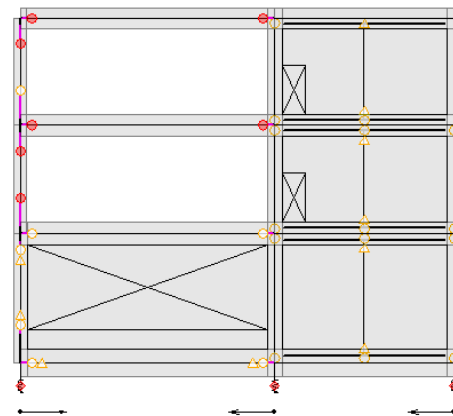


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-11 4 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

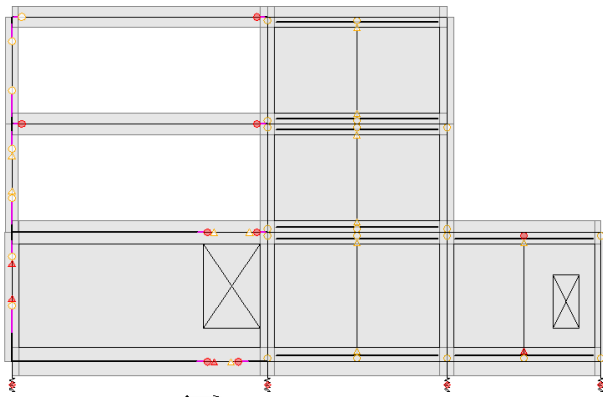


(a) 剛床モデル

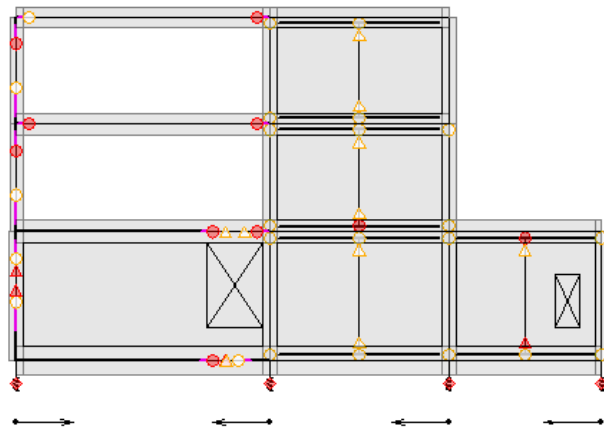


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-12 5 通り破壊機構図（時刻 150 秒）



(a) 剛床モデル



(b) ブレース置換モデル

図 5.3-13 6 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

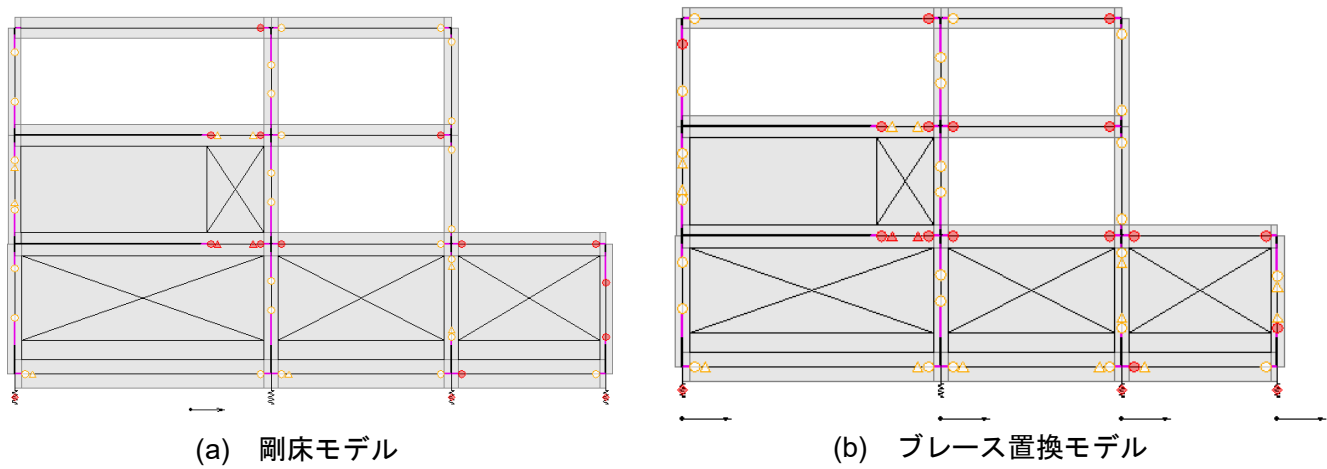


図 5.3-14 7 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

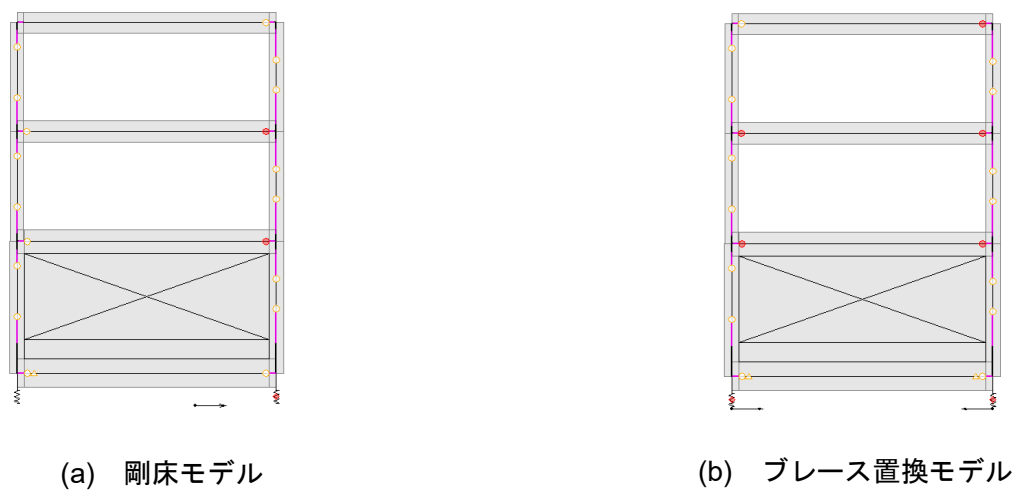


図 5.3-15 8 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

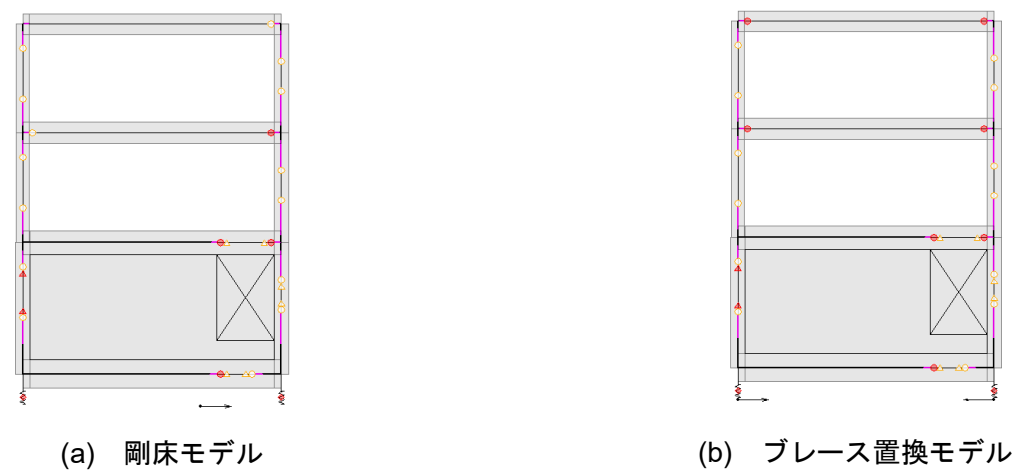
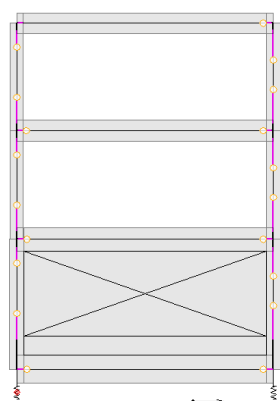
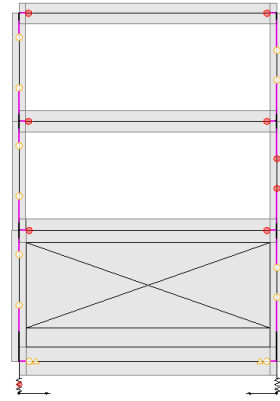


図 5.3-16 9 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

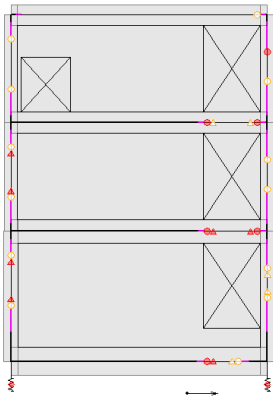


(a) 剛床モデル

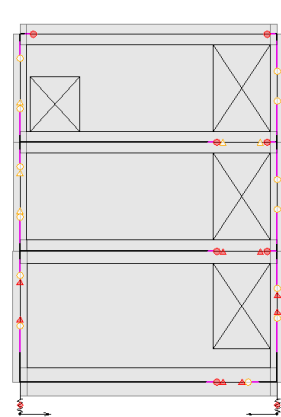


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-17 10 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

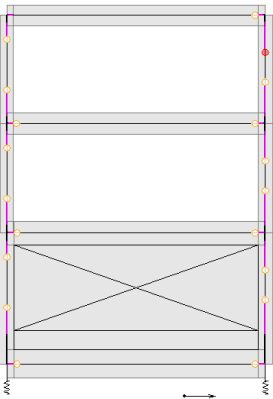


(a) 剛床モデル

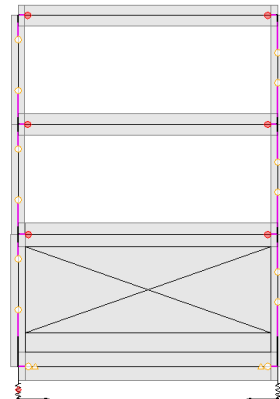


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-18 11 通り破壊機構図（時刻 150 秒）



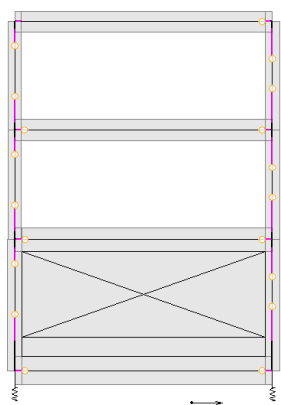
(a) 剛床モデル



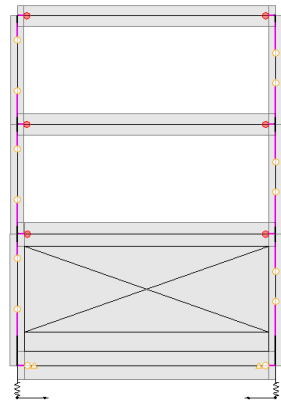
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-19 12 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

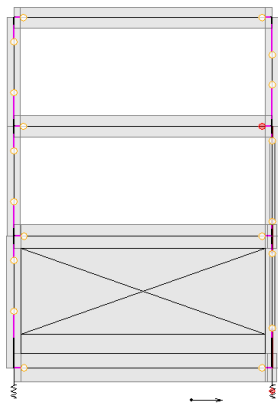


(a) 剛床モデル

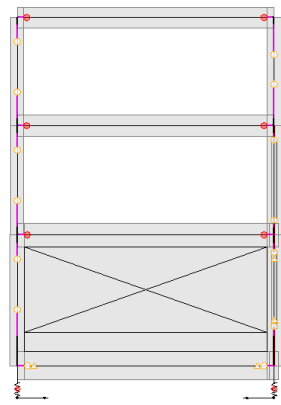


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-20 13 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

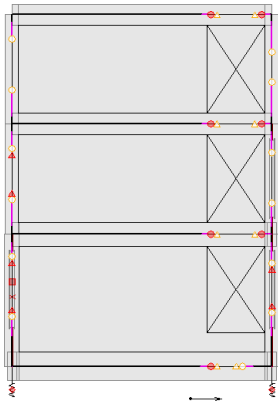


(a) 剛床モデル

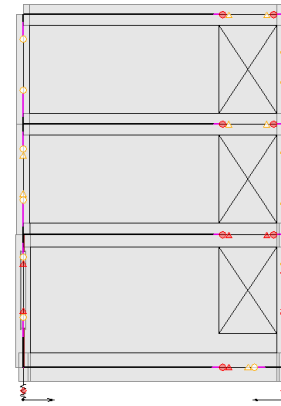


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-21 14 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)



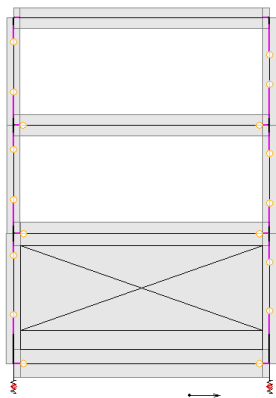
(a) 剛床モデル



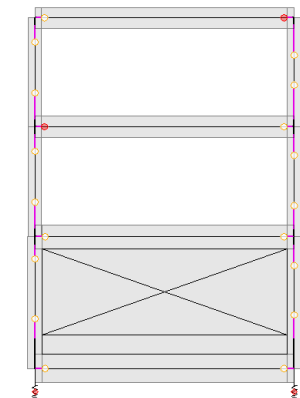
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-22 15 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

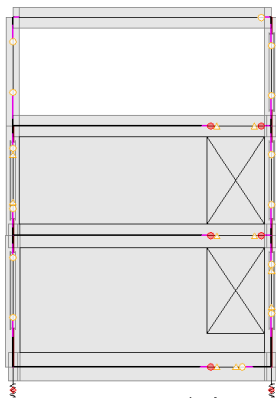


(a) 剛床モデル

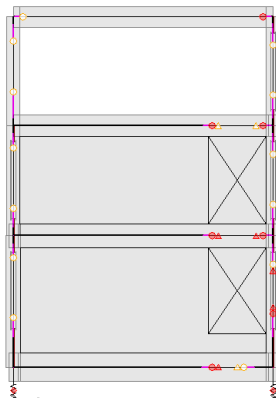


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-23 16 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

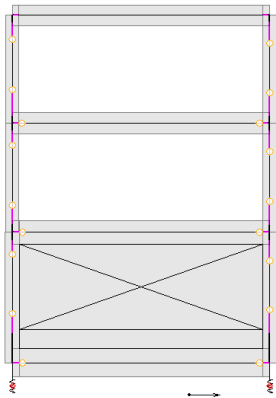


(a) 剛床モデル

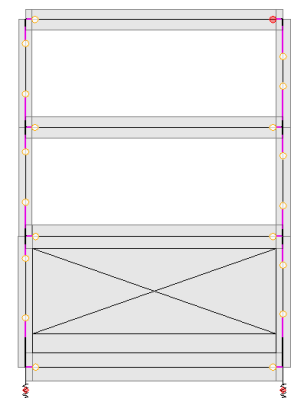


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-24 17 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)



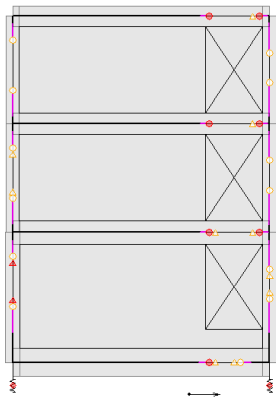
(a) 剛床モデル



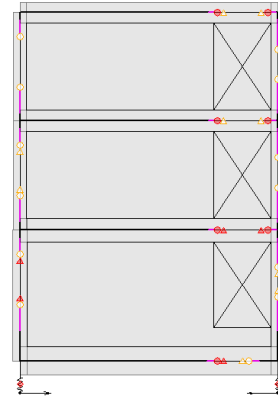
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-25 18 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

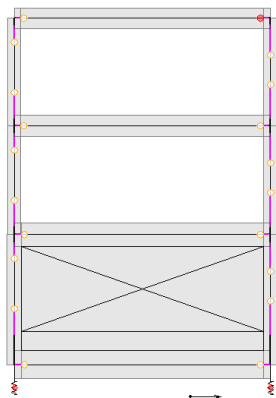


(a) 剛床モデル

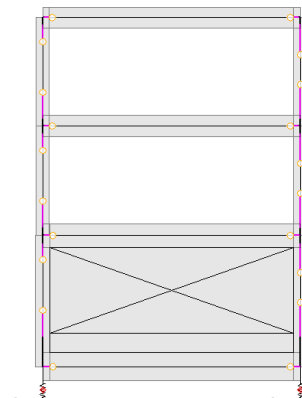


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-26 19 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

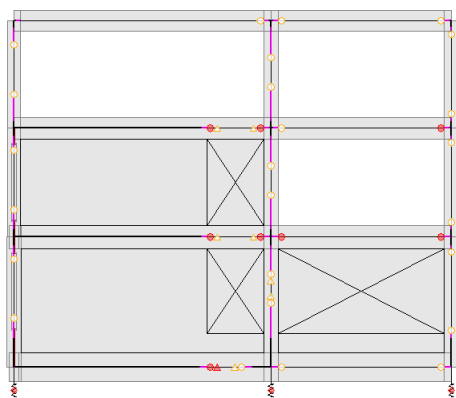


(a) 剛床モデル

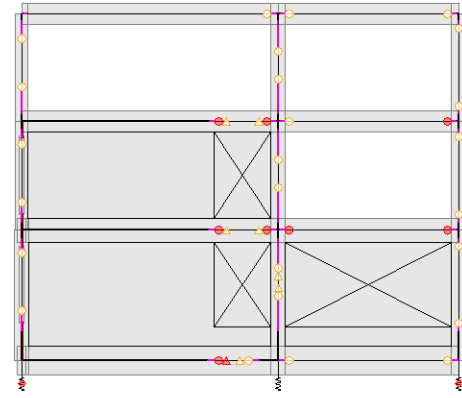


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-27 20 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)



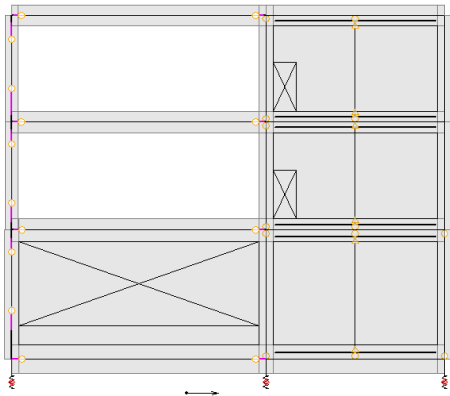
(a) 剛床モデル



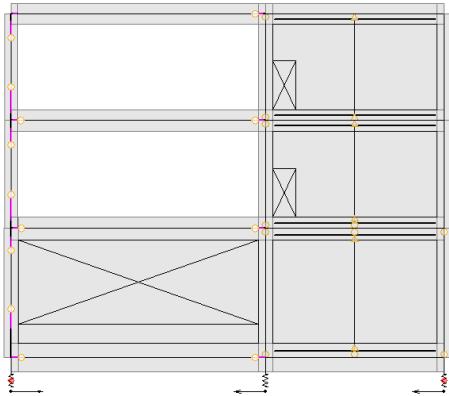
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-28 21 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ

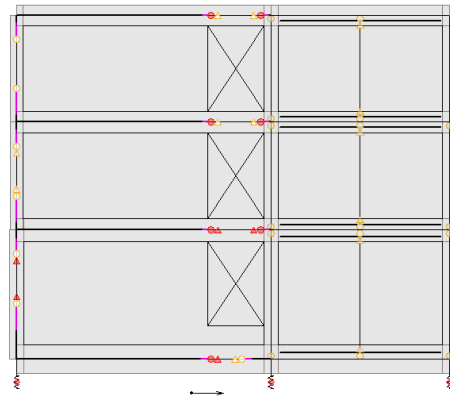


(a) 剛床モデル

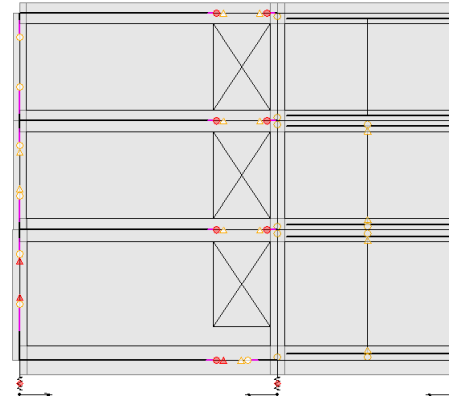


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-29 22 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

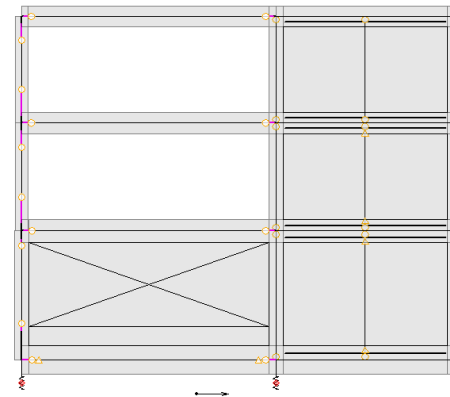


(a) 剛床モデル

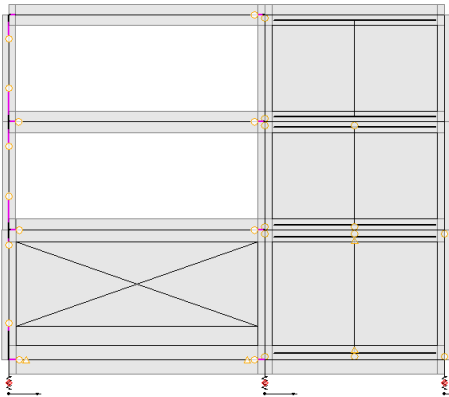


(b) ブレース置換モデル

図 5.3-30 23 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)



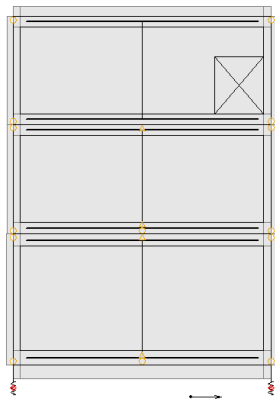
(a) 剛床モデル



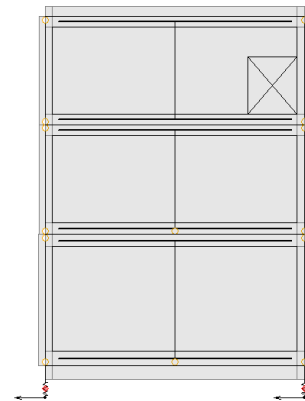
(b) ブレース置換モデル

図 5.3-31 24 通り破壊機構図 (時刻 150 秒)

● : 曲げ降伏 ▲ : せん断破壊 ◆ : 基礎の浮き上がり 白抜きはひび割れ



(a) 剛床モデル



(b) ブレース置換モデル

図 5.3-32 25 通り破壊機構図（時刻 150 秒）

図 5.3-33 に 3 章でも載せている北側 B 通りの破壊機構図、図 5.3-34 に各階の床梁位置での最大層間変形を通りごとにプロットしたグラフを示す。2、3 階で補強部側と未補強部側で変形大きな差があることが見て取れる。未補強部側では補強部側よりも変位が 10mm 以上高い通りがあり、また実被害の大きかった 8 通り付近から補強の境である 14 通りに向けて変位が減少している。補強部側では通りごとの変位の変動が少なく、特に連層鉄骨ブレースで補強された 14～19 通りでは剛床モデルのような挙動をしている。

また、プロットしている最大水平変位を記録した時刻だが、未補強部側では層間変形角が最大となる 115 秒付近に集中しているのに対し、13～25 通りの補強部側では 108 秒～111 秒付近と未補強部側に比べて早い段階で最大値を迎えている。これは、建物東側にのみ施された耐震補強によって補強部側の剛性が高くなり、固有周期が変化したためだと考えられる。

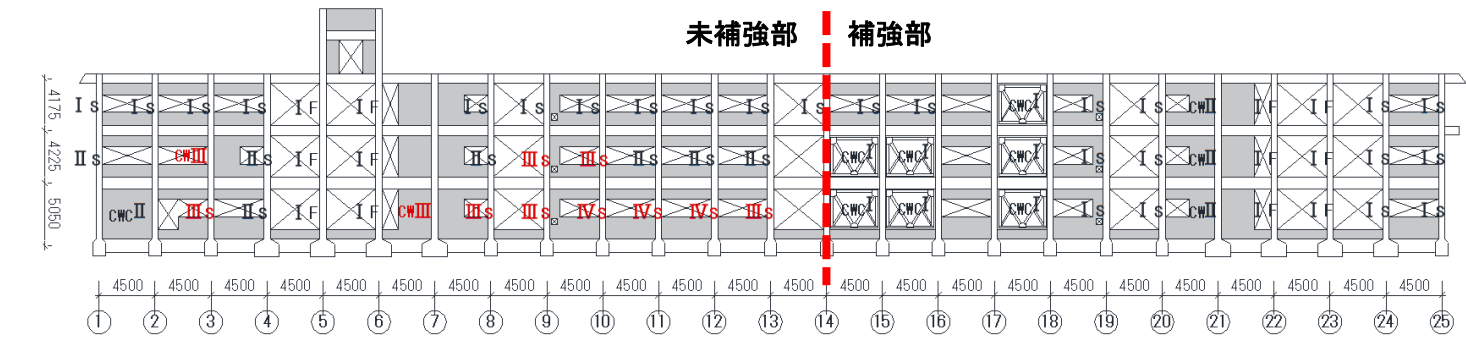


図 5.3-33 B 通り実被害

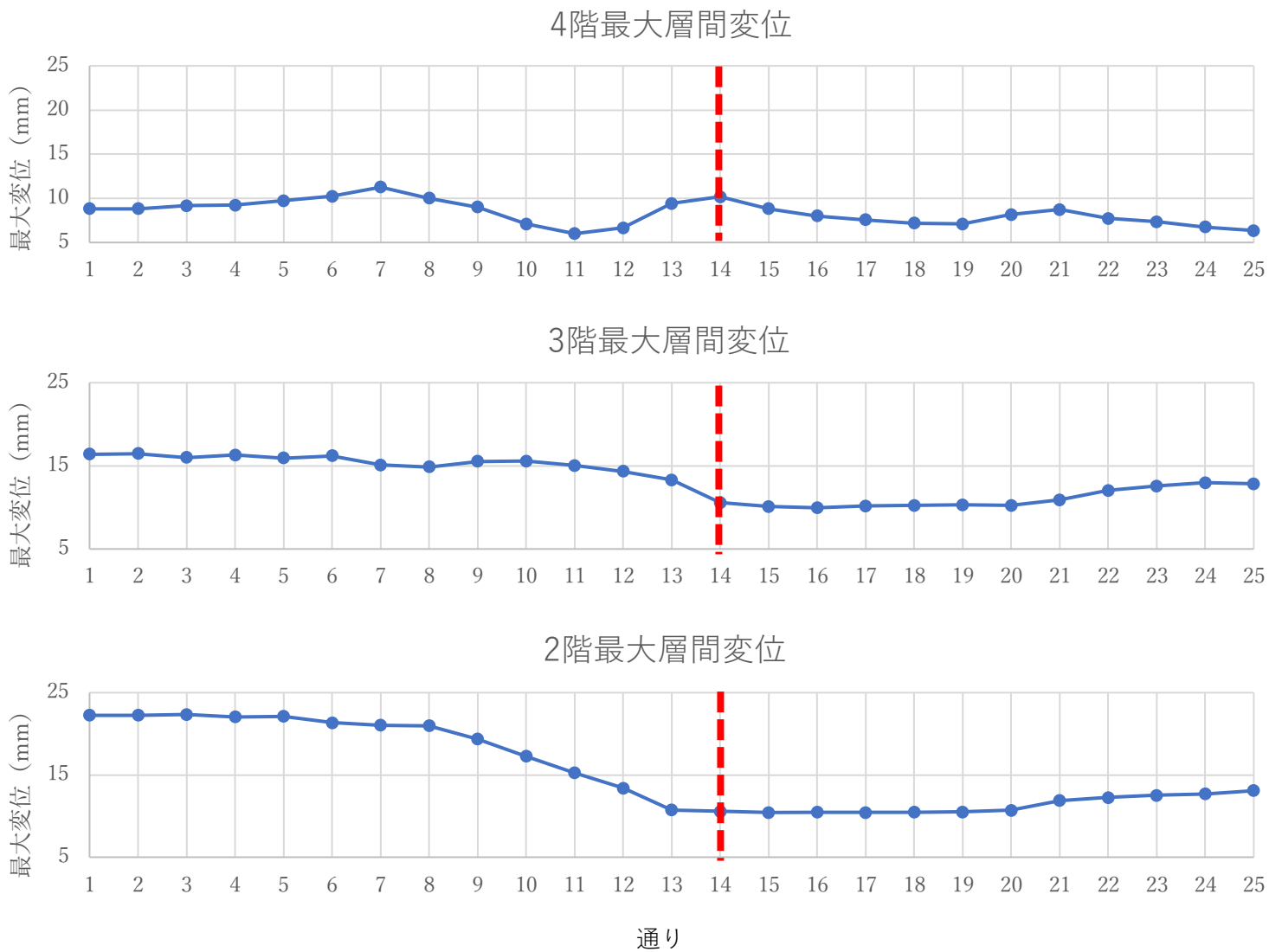


図 5.3-34 B 通り各節点の最大層間変位のグラフ（桁行方向）

前述した 1 階の桁行方向最大層間変位と未補強部側節点の最大層間変位を記録した 115 秒での 1 階 A 通りと B 通りの各節点の桁行方向の層間変位を取り出したグラフを図 5.3-36 に、第 3 章でも記載した損傷度が載った 1 階伏図を図 5.3-35 に示す。

B 通りのグラフの概形は最大層間変位をプロットした図 5.3-34 と大きな違いはないが、補強部側の変形が抑えられ、未補強部側との変形の差はより顕著になっている。

A 通りと B 通りの変形を比較すると、A 通りでも B 通りと似た傾向のグラフではあるが、未補強部側の変位の差が大きく、補強部側では増設された連層鉄骨ブレースの数が少ないことから B 通りよりも変形が増大した。また、A 通りと B 通りの変形の差が大きい 1～9 通りでは床が平行四辺形型にせん断力が掛かっていたということであり、その結果解析ではスラブを置換したブレースの応力で高い数値を記録した。このことから実被害でも未補強部側ではスラブが変形し、柱や壁の変形に影響したと考えられる。

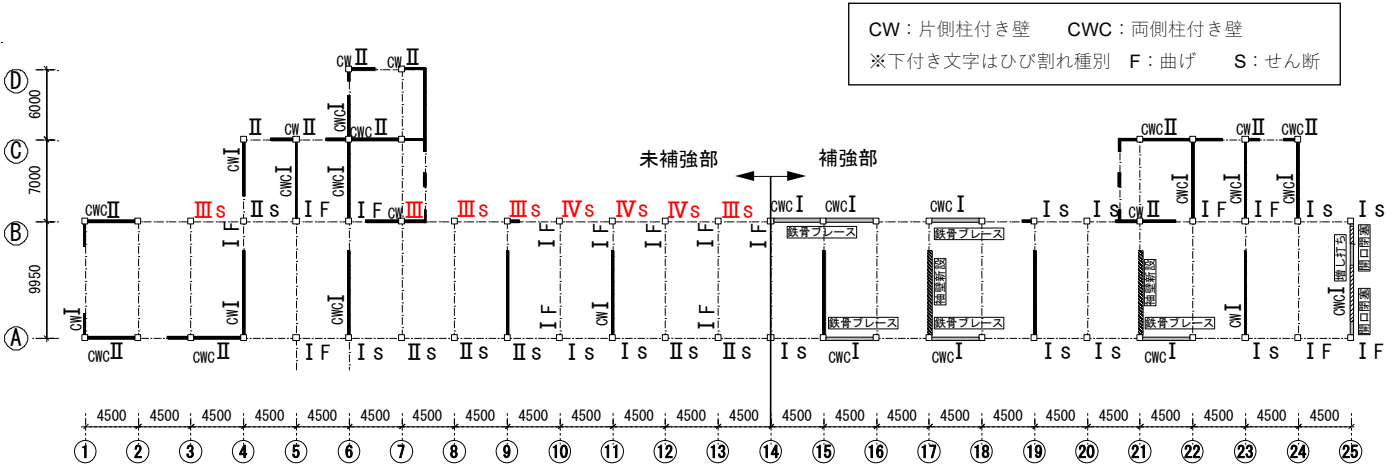


図 5.3-35 1 階伏図と損傷度

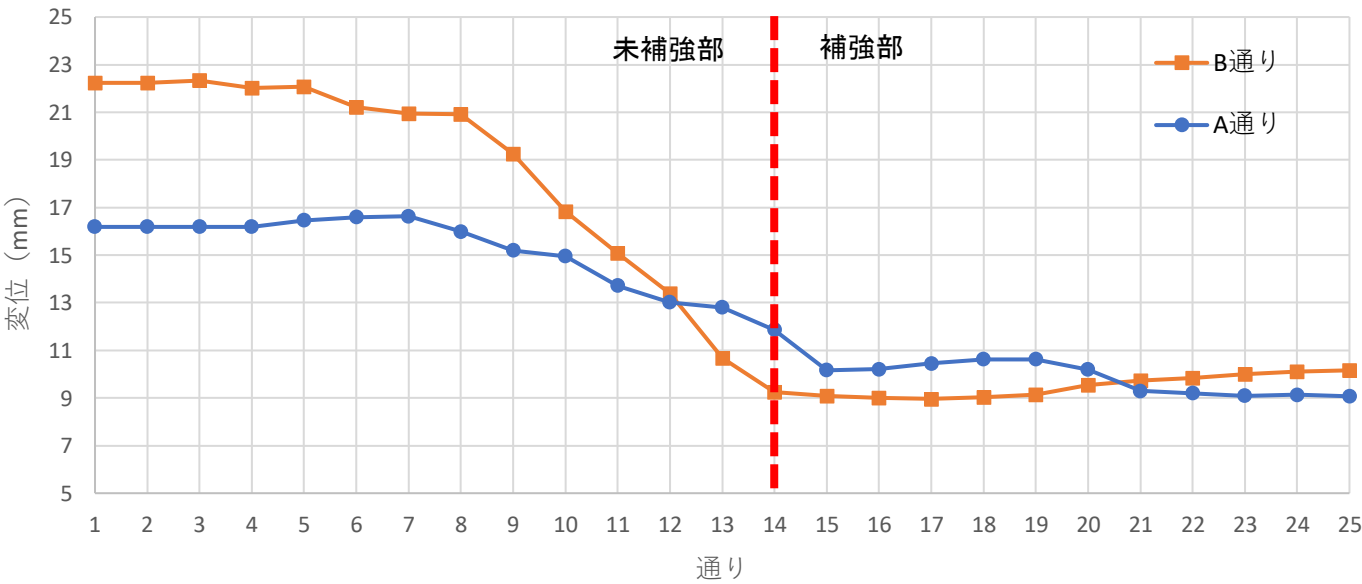
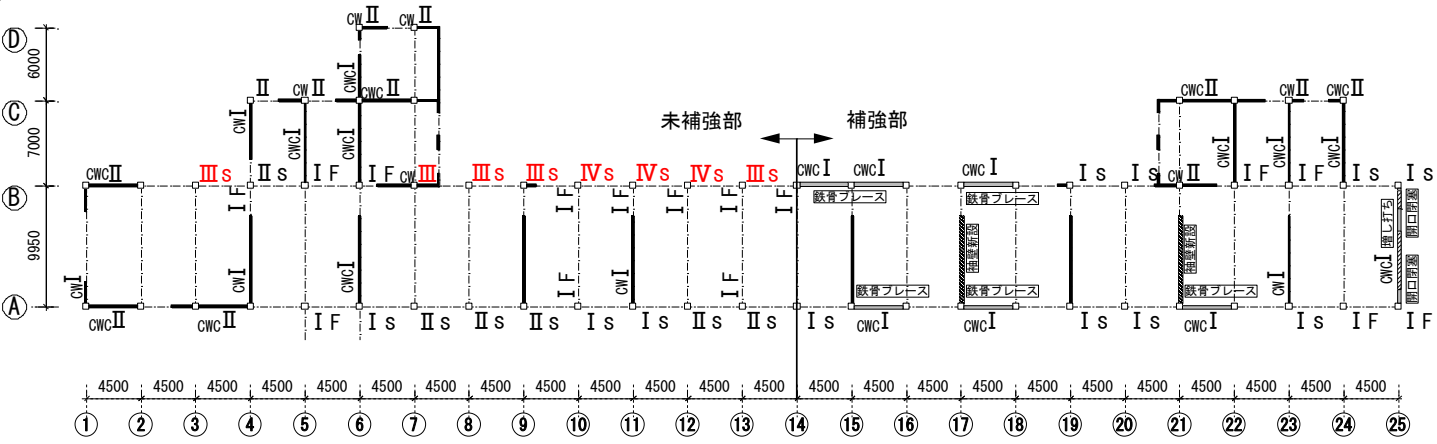


図 5.3-36 時刻 115 秒での 1 階各通りの層間変位（桁行方向）

図 5.3-37 に 1 階伏図と B 通りにおける梁間方向の各通り最大層間変位をプロットしたグラフを示す。梁間方向の変形のため、グラフの概形はそのまま建物の変形の輪郭を表しているが、S 字型や弓型にたわんでいる様子が見て取れる。

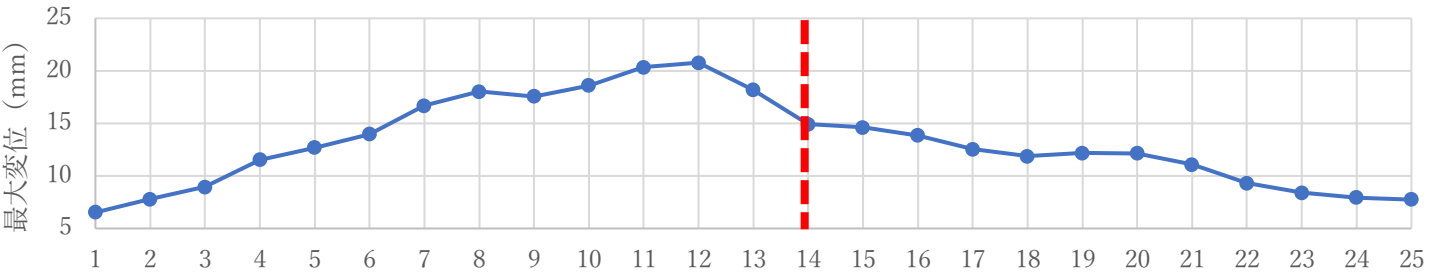
最大値を記録した点は 3～21 通りで 1 階の梁間方向の層間変位が最大となる 108 秒付近で記録している。この 108 秒付近は EW・NS 方向地震波の最大値を記録した 107.5 秒と近く、梁間方向はスパンが短いことからその影響を大きく受けたことが原因だと思われる。

2 階から 4 階のグラフで未補強部側の方が補強部側よりも変形が大きく、補強の境となる 14 通りから 25 通りにかけて変位が減少していくという傾向は概ね一致している。桁行方向と違う点として、2 階から 4 階で変位の値に差がないことが挙げられる。これに関しても梁間方向のスパンが短いこと、また NS 方向の地震波が大きいことが原因であると思われる。

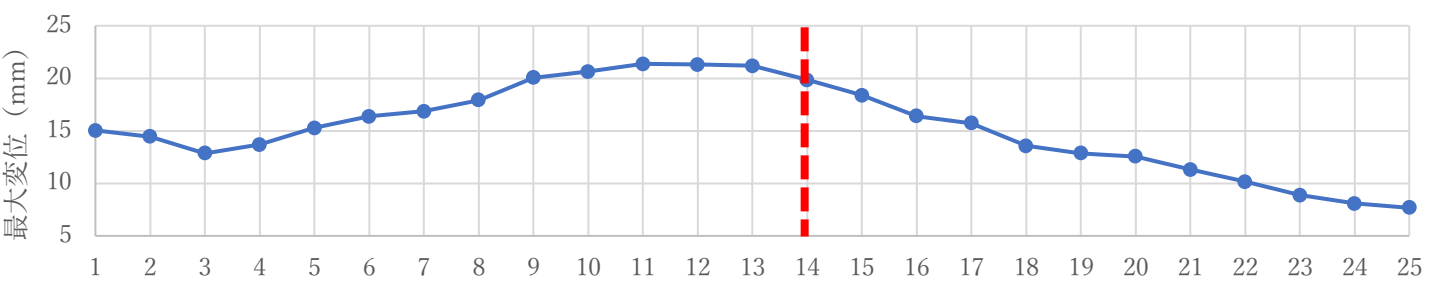


1階伏図と損傷度

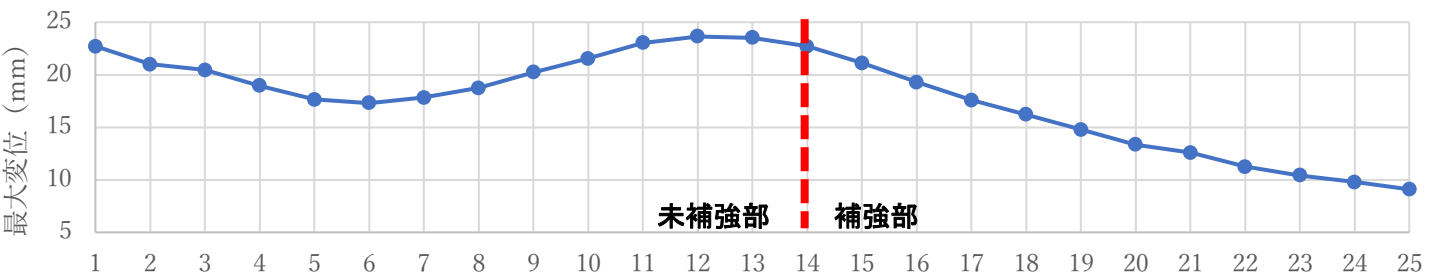
4階最大層間変位



3階最大層間変位



2階最大層間変位



通り

図 5.3-37 B 通り各節点の最大層間変位のグラフ (梁間方向)

前述した 1 階の梁間方向最大層間変位を記録した 108 秒での 1 階 A 通りと B 通りの各節点の梁も方向の層間変位を取り出したグラフを図 5.3-38 に示す。

グラフは 12 通りを頂点に大きく弓型にたわんでいる様子が見て取れる。桁行方向と違い、梁間方向では A 通りと B 通りの差はあまり見られなかったが、未補強部側では 6、9 通りで 1mm ほど変位に差が生じる箇所があった。また、それらの A 通りと B 通りで変位に差が生じた通りでは梁間方向に設置された梁の圧縮応力が他の通りよりも高い数値が確認できた。

変位を平均すると補強部側の方が未補強部側よりも変形が抑えられた。

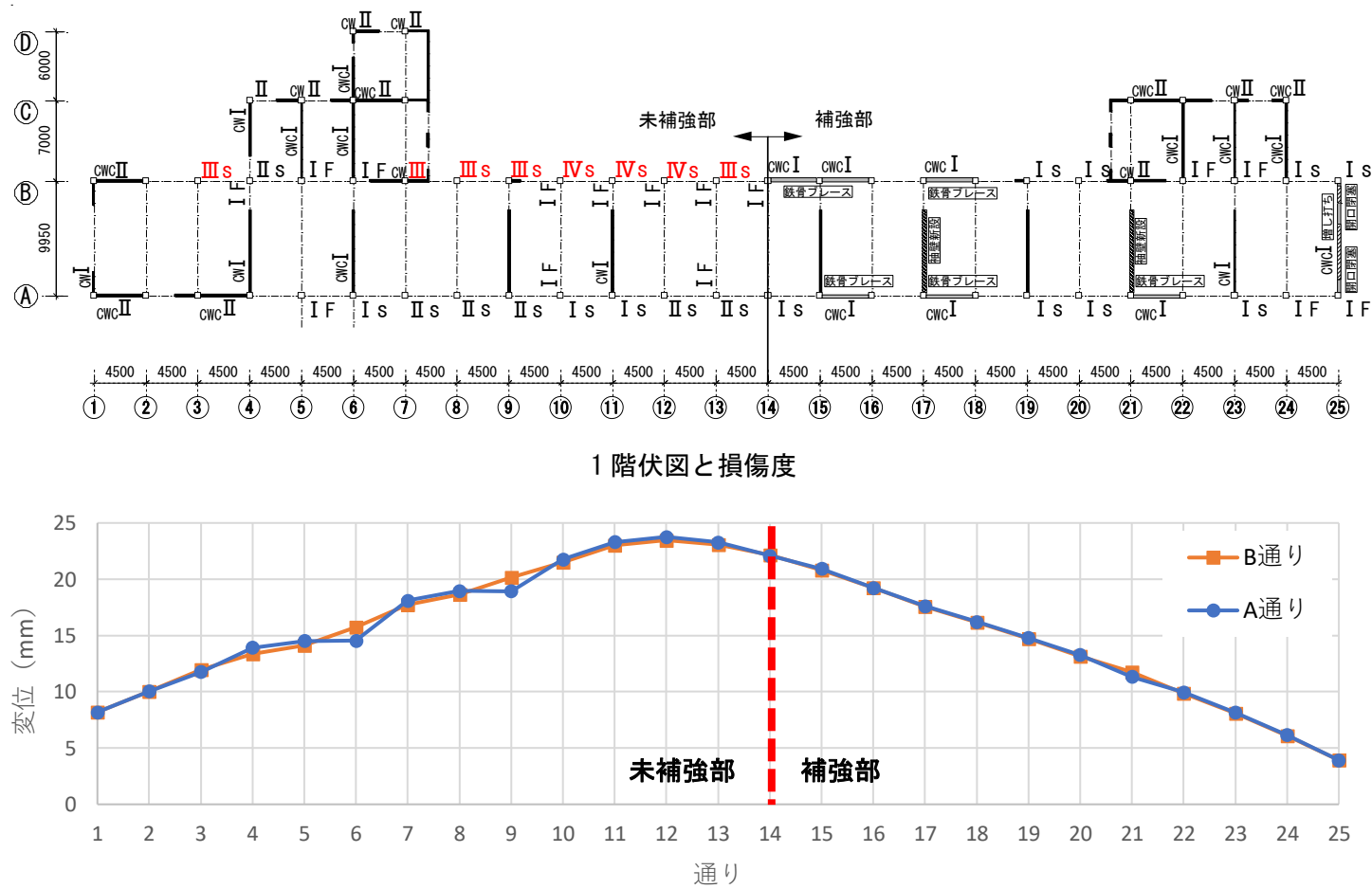


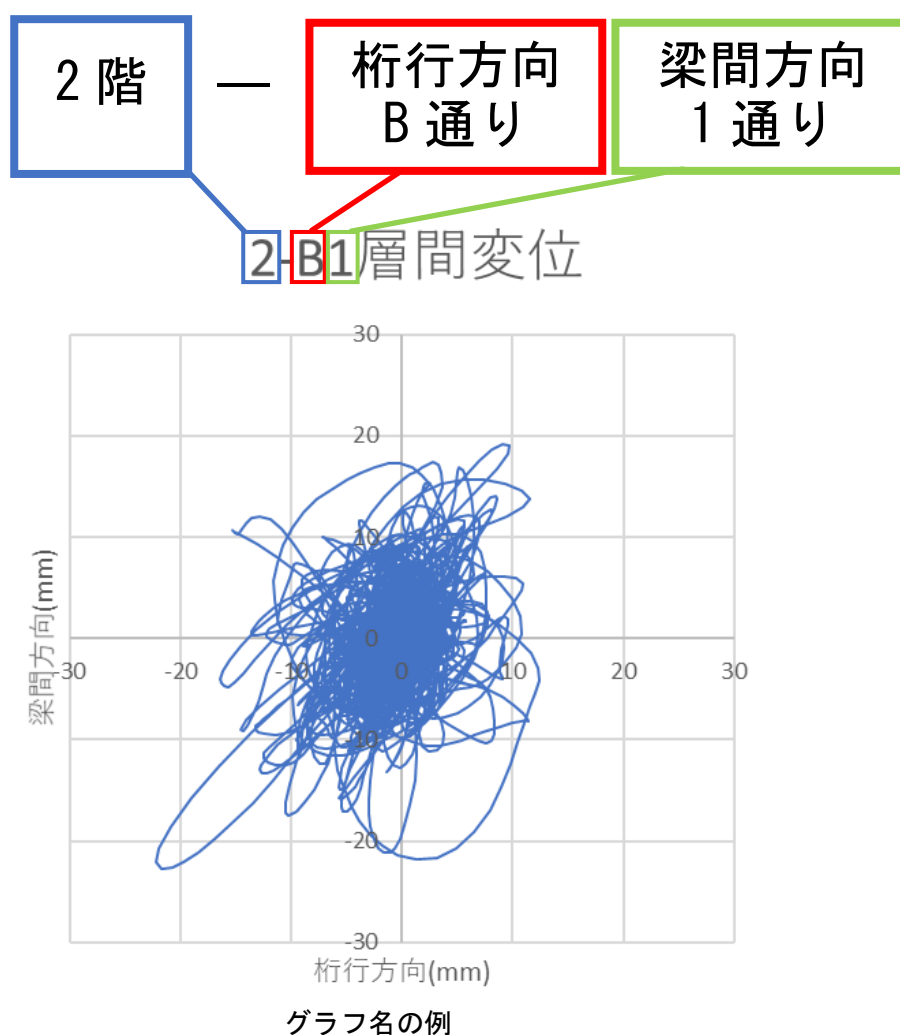
図 5.3-38 時刻 108 秒での 1 階各通りの層間変位（梁間方向）

図 5.3-39 に縦軸：梁間方向の層間変位、横軸：桁行方向の層間変位を取ったオービットを示す。2 階の各節点を取り出したもので、A 通りをオレンジ色、B 通りを青色のグラフで示している。以下にグラフ名の例を示すために 2 階 B 通り—1 通りの節点のオービットを示している。

A 通り、B 通りとも 1～9 通り付近まではグラフの概形が円形に近く、9～15 通りにかけて徐々に横軸の桁行方向の変位が減少していきグラフの概形が縦長の楕円になっている。補強部側 16 通り以降のグラフは未補強部側の 1～9 通りに近い概形をしているが、円が一回り小さいことが分かる。

A 通りと B 通りを比較すると、未補強部側の通りではあまり違いがないように見えるが、B 通りのグラフの第三象限で桁行方向に突出した線が確認できる。この線は先述した時刻 115 秒付近で確認された挙動である。つまり、時刻 115 秒以外では建物の A 通りと B 通りは概ね近い範囲の変位で挙動していたと考えられる。時刻 115 秒で建物の桁行方向が最大の層間変位を記録した原因はさらに検証を行う必要がある。14 通り以降の補強部側では、B 通りよりも A 通りの方がグラフの概形が大きくなっている。これは桁行方向に増設された連層鉄骨ブレースの数に関係しており、B 通りに比べ A 通りではブレースの数が少ないことで桁行方向の変位の抑制が B 通りで顕著に表れたと考えられる。ブレースの補強箇所以降では A 通り、B 通りともあまり差は見られなかった。

桁行方向に設置された連層鉄骨ブレースは節点の挙動に大きく関係していると考察できるが、梁間方向に増設された袖壁や開口閉塞、壁の増し打ちでの良好な影響はオービットでは確認が出来なかった。



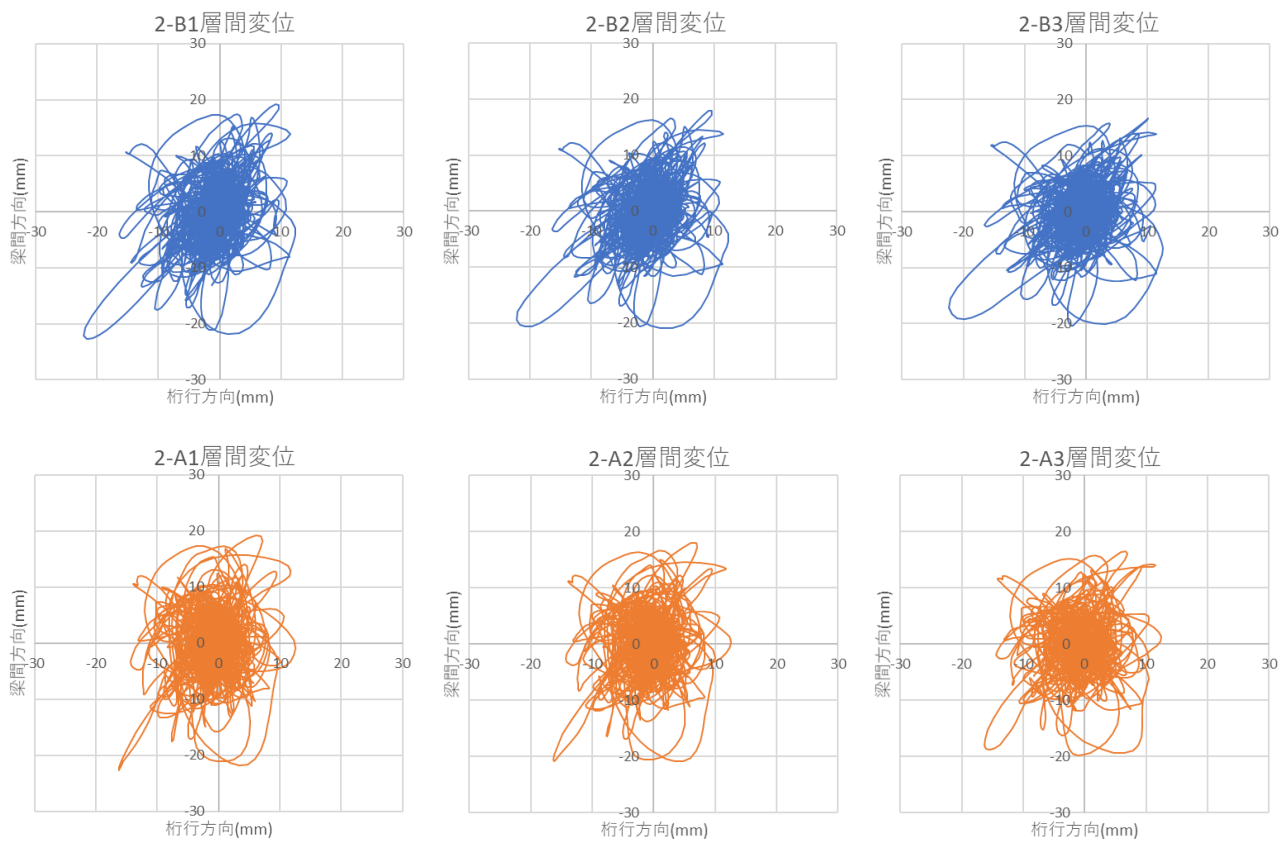


図 5. 3-39(a) 1～3 通リ

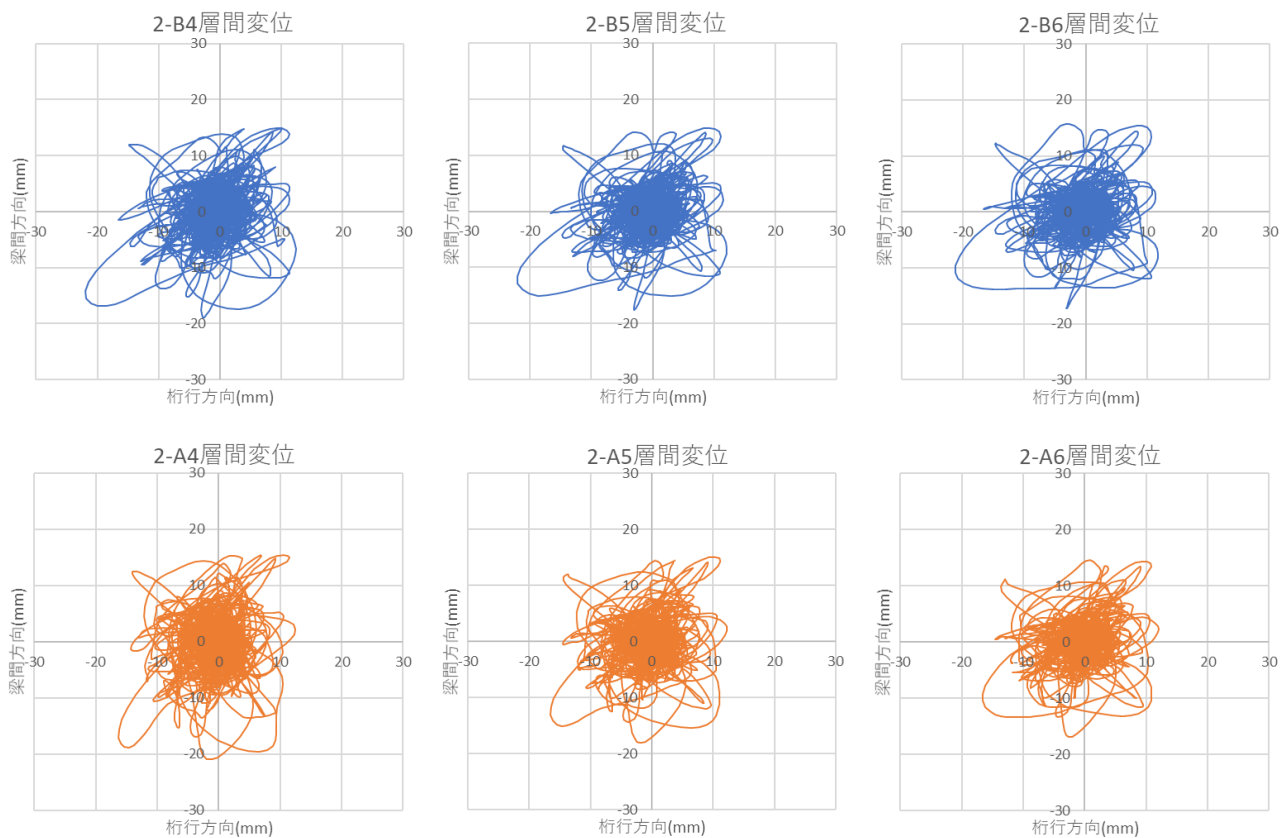


図 5. 3-39(b) 4～6 通リ

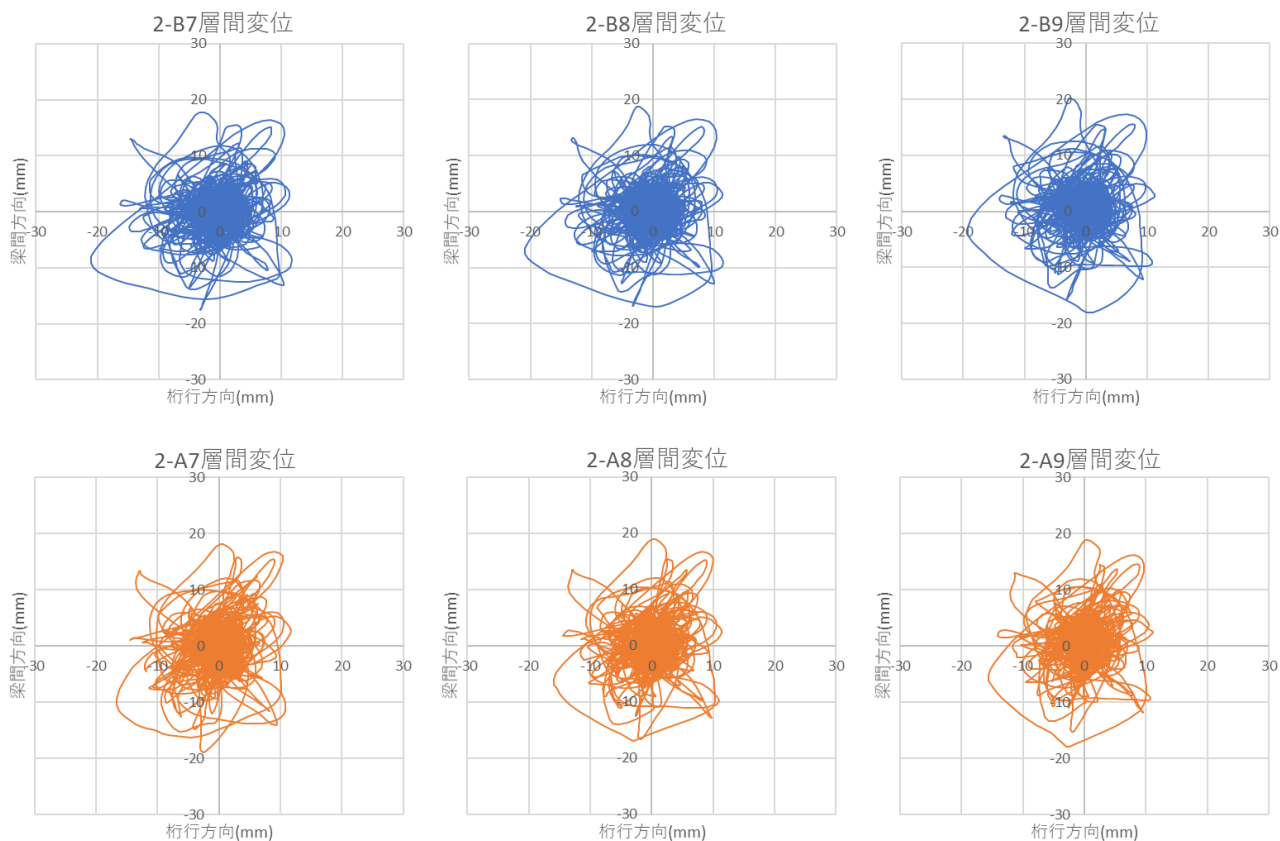


図 5.3-39(c) 7～9 通り

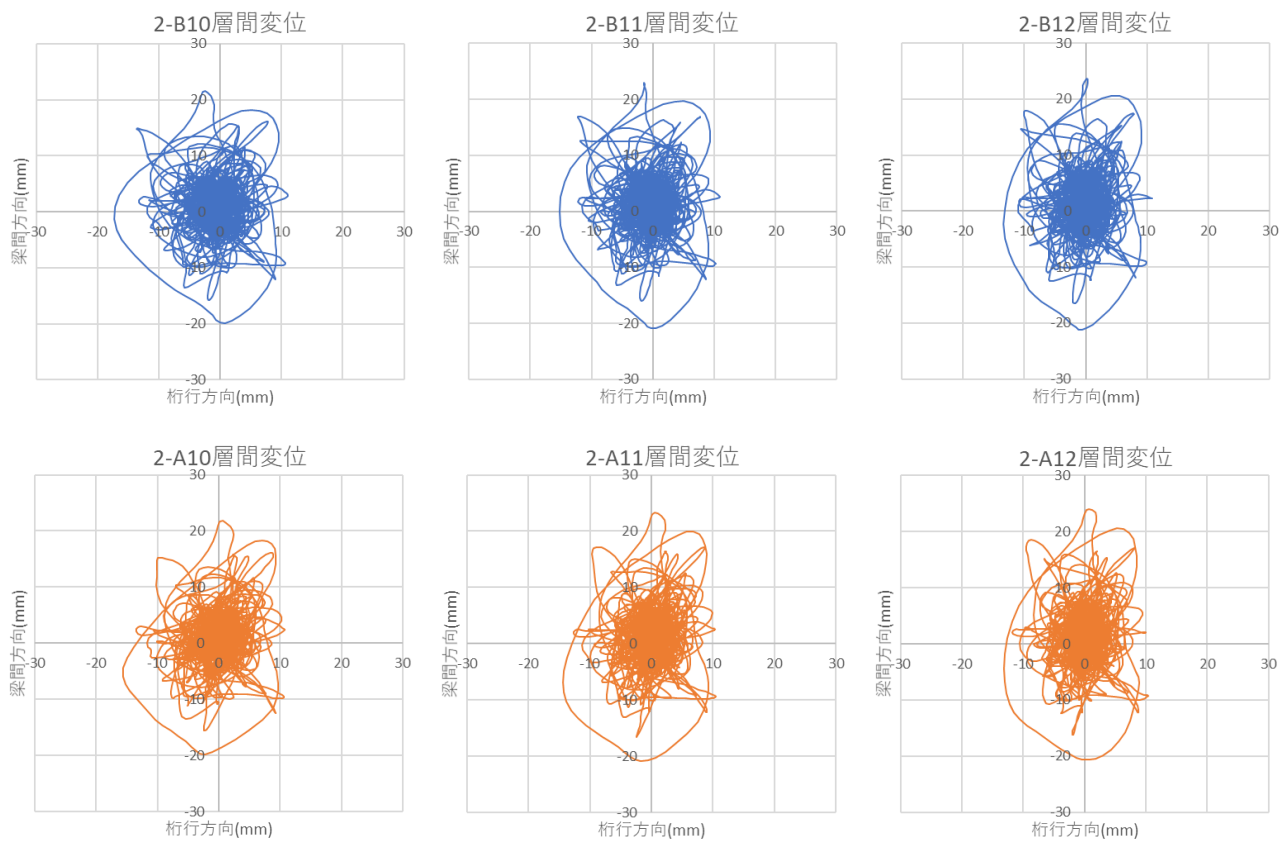


図 5.3-39(d) 10～12 通り

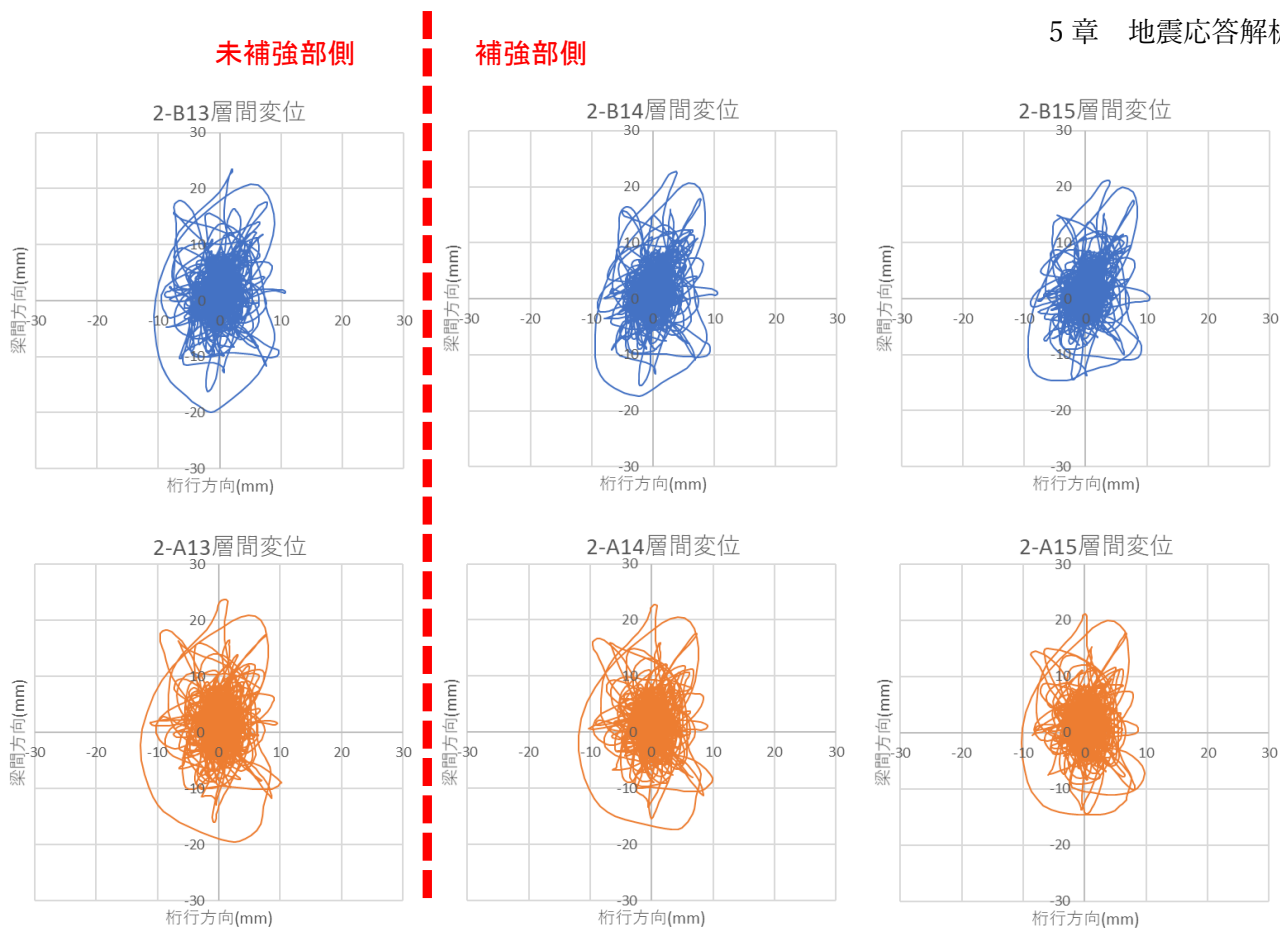


図 5.3-39(e) 13～15 通り

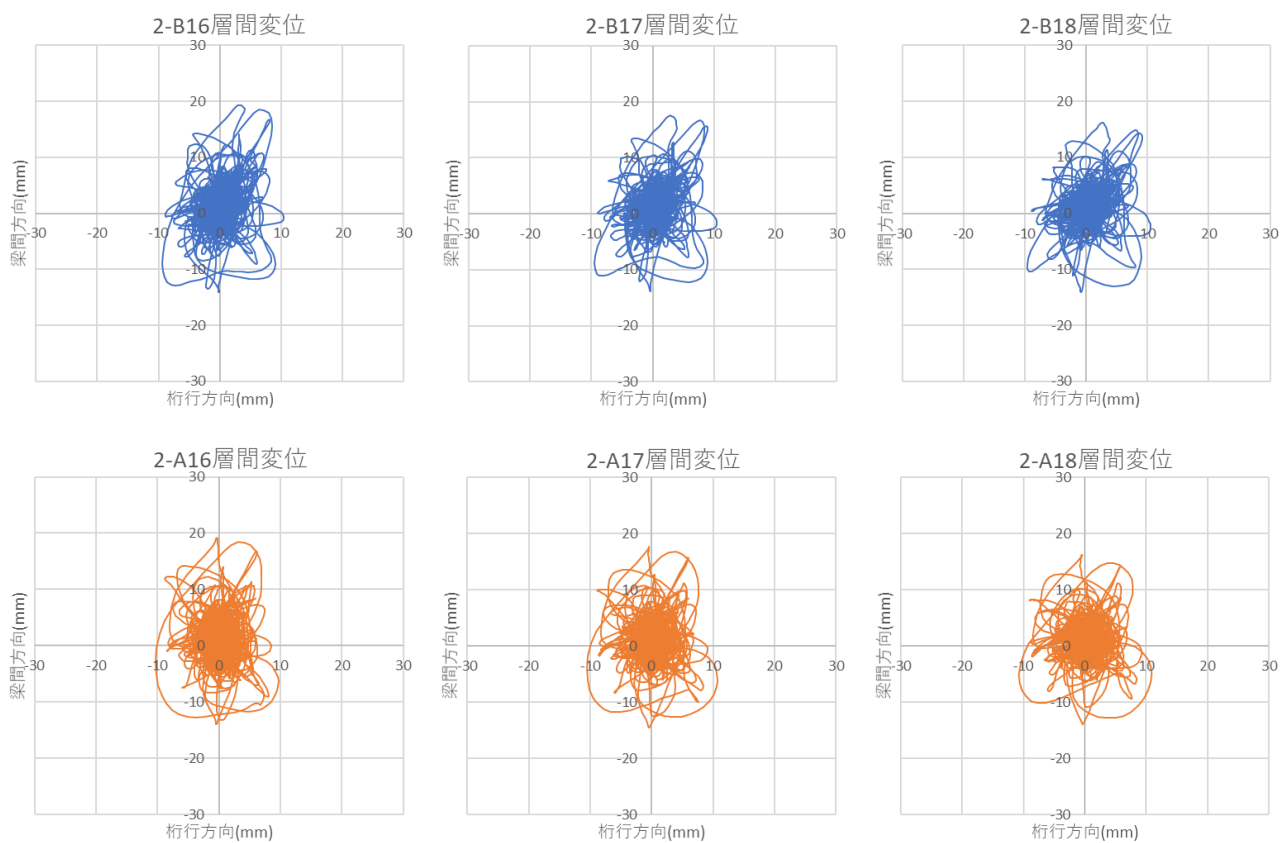


図 5.3-39(f) 16～18 通り

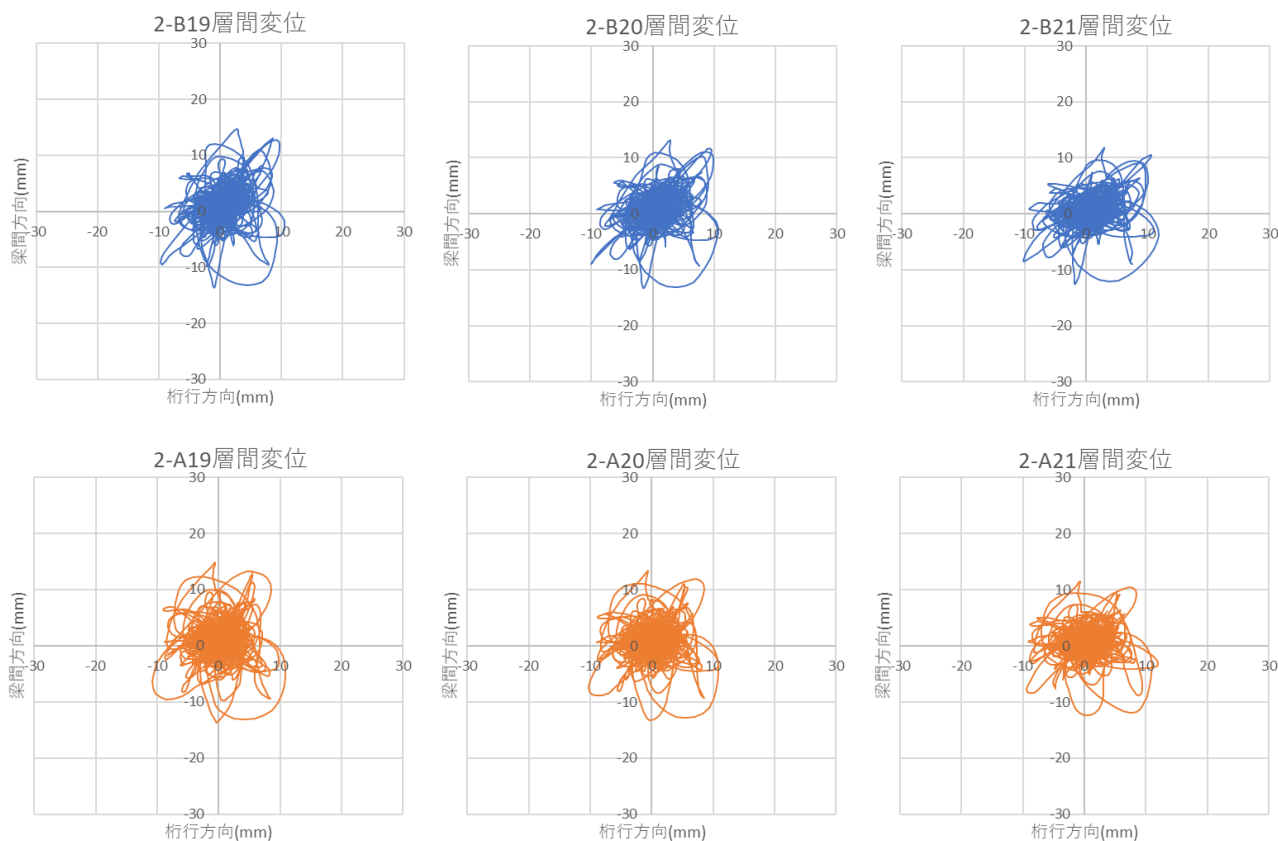


図 5. 3-39 (g) 19～21 通り

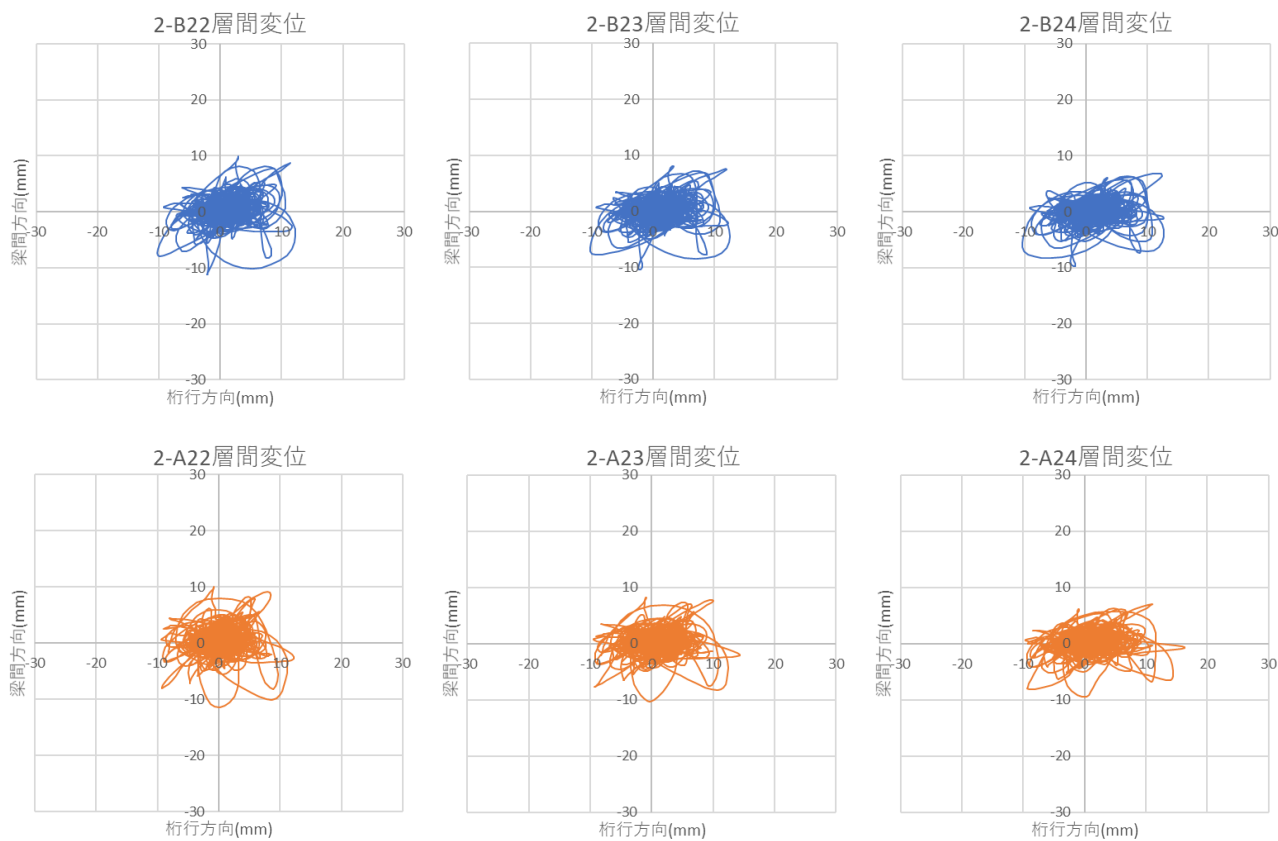


図 5. 3-39 (h) 22～24 通り

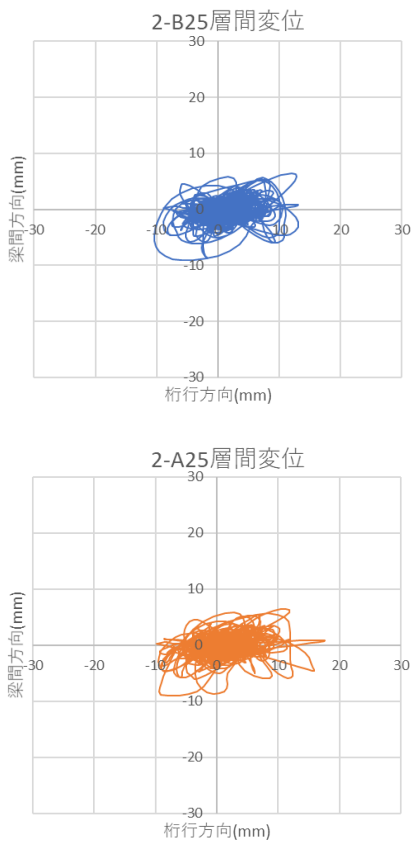


図 5.3-39(i) 25 通り

第 6 章 結論

6.1 結論と今後の課題 6-2

6.1 結論と今後の課題

2011 年の東北地方太平洋沖地震により耐震補強工事の途中に被災した小学校校舎を、スラブのひび割れによる剛性低下を考慮した非剛床の立体骨組モデルで地震応答解析を行い、建物の地震時挙動について検証した。本研究で得られた知見と課題を示す。

1) 解析終了時の破壊機構図では、実被害の損傷度Ⅲ、Ⅳの柱すべてにせん断破壊が発生した点で建物の被害を概ね再現できたと言える。また、未補強部側 2 階部分で損傷度Ⅲであった柱付近の解析結果も実状に近い。しかし一方で、A 通り B 通りとも実被害では損傷度ⅠやⅡの 1 階部分の柱で、腰壁や垂れ壁が付帯することで内法高さの小さくなった柱がせん断破壊する結果となり、被害を過大に評価した。

2) 建物の補強部と未補強部では変位に差が生じ、補強部に比べ未補強部側では桁行方向に 10mm 以上大きく変形していることがわかった。また、補強部側では桁行方向の変位にほとんど差がなく剛床に近い動きをしているのに対し、未補強部側では補強部側との境である 14 通りに向けて変形が減少する傾向がみられた。

さらに、A 通りと B 通りの桁行方向の変形を比較すると、両方の通りで未補強部と補強部の変形に差が生じる点は同じであったが未補強部側の変形は B 通りで大きくなった。このことから、A 通りと B 通りの桁行方向の変位の差が大きい通りではスラブが平行四辺形に変形していると分かる。該当の通りではスラブを置換したブレースで高い数値が確認できた。

推測になるが、解析から実建物でも未補強部側ではスラブの変形が増大することで各部材の損傷にも影響したと考えられる。

3) 梁間方向では建物が弓型や S 字型に大きくたわんでいる様子が見て取れた。変位を平均すると補強部側の方が変位は小さいが、桁行方向ほど未補強部側との差は見られなかった。

梁間方向の実被害は壁に損傷度Ⅲのせん断ひび割れがある以外は柱や梁の被害は軽微であったとされている。解析で得られた梁間方向の破壊機構図は概ね実被害と合致しているが、縦長開口付き耐震壁モデルを設置していた通りの柱や梁でせん断破壊が発生し、被害を過大に評価する結果となった。

スラブのひび割れ後の剛性低下を考慮した非剛床モデルとしたことで、同建物を対象とした既往研究¹⁾²⁾³⁾では見られなかった補強部側と未補強部側の変形の差異が確認できた。変形の差は桁行方向で特に顕著であり、実際の建物でも東側だけに施された耐震補強工事によって建物の東西で剛性に差が生じ、被害が未補強部に集中したと考えられる。

しかし、内法高さの小さい柱で被害を過大に評価してしまう点と、梁間方向に複数設置されている縦長開口付き耐震壁が全て被害を過大に評価している点でモデル化に改良の余地があると思われる。

既往研究

- 1) 若林理紗ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.497-498，2016.8
- 2) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 1，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.727-728，2018.9
- 3) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その 2，その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 169-172，2019.9